

**EFFECTO DE LOS MUROS NO ESTRUCTURALES EN LA
RESPUESTA DINÁMICA DE UNA ESTRUCTURA
APORTICADA:
CASO DE ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO
DISEÑADA ANTES DEL CÓDIGO DE DISEÑO DE 1984**

FELIPE DELGADO RAMÍREZ

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

**Director:
Carlos Andrés Blandón Uribe
PhD en Ingeniería Sísmica**



**UNIVERSIDAD EIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2018**

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento muy especial a la Universidad EIA, a los docentes y su personal, quienes me acompañaron durante toda esta carrera y permitieron mi desarrollo como profesional integro, bajo sus enseñanzas basadas en el Ser, el Saber y el Servir.

Al profesor Carlos Blandón por su excelente disposición y paciencia en la dirección de este trabajo, quien además dio la idea sobre el problema central de este trabajo.

De igual manera un gran agradecimiento a todos aquellos que de una manera u otra, aportaron al buen desarrollo de este trabajo de grado.

Finalmente, un agradecimiento muy especial a mi familia, principalmente a mis padres a quienes admiro inmensamente; a mi padre por sus grandes enseñanzas a lo largo de mi vida, por haber inspirado la pasión que actualmente tengo por la ingeniería civil, y por su confianza depositada en mí en todo momento; a mi madre por siempre ser el apoyo fundamental de mi vida, la cual con paciencia y afecto se ha esmerado por hacer de mí la persona que soy hoy en día.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	11
1. PRELIMINARES	12
1.1 Planteamiento del problema	12
1.1.1 Identificación del problema	12
1.1.2 Justificación	14
1.2 Objetivos del proyecto	15
1.2.1 Objetivo General	15
1.2.2 Objetivos Específicos	15
1.3 Marco de referencia	15
1.3.1 Modelos experimentales	16
1.3.2 Modelos matemáticos	17
1.3.3 Implementación de los modelos en estructuras aporticadas	18
1.3.4 Análisis global de la estructura	21
2. METODOLOGÍA	23
2.1 Identificación de la estructura	23
2.2 Diseño del modelo estructural	24
2.3 Análisis dinámico lineal	25
3. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	27
3.1 Contexto de la edificación	27
3.2 Geometría y propiedades de los elementos estructurales de la edificación	28

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.2.1	Recopilación de información.....	28
3.2.2	Mediciones en campo	29
3.2.3	Propiedades de materiales	31
3.2.4	Elementos del modelo estructural	38
3.2.5	Determinación de cargas	41
3.3	Desarrollo del modelo estructural incluyendo muros	45
3.3.1	Desarrollo del modelo	45
3.3.2	Análisis modal espectral	53
3.4	Análisis de la estructura sin incluir muros.....	55
3.4.1	Tratamiento del reemplazo de muros.....	55
3.4.2	Análisis modos	56
3.4.3	Análisis modal espectral y resultados	58
3.5	Comparación	59
3.5.1	Diferencias en los modelos.....	59
3.5.2	Comparación global de desplazamientos	59
3.5.3	Comparación de fuerzas y esfuerzos internos.....	61
3.5.4	Comparación de rigideces	63
3.5.5	Casos específicos	64
4.	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	66
	REFERENCIAS.....	68
	ANEXO 1	70

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Propiedades mecánicas mampostería	33
Tabla 2 Promedio de golpes ajustado en columnas con Martillo Schmidt	35
Tabla 3 Resistencia de concretos.....	36
Tabla 4 Parámetros de proporcionalidad (Blandón, 2005)	39
Tabla 5 Cargas muertas no estructurales (AIS, 2010).....	42
Tabla 6 Cargas muertas por muros (AIS, 2010)	42
Tabla 7 Coeficientes de amenaza y de efecto de sitio de la estructura dadas en la NSR-10	44
Tabla 8 Frecuencias base de la estructura mediante análisis de vibraciones ambientales (Grupo SITE, 2015).....	50
Tabla 9 Frecuencias corregidas, amortiguamientos y periodos de la estructura mediante vibraciones ambientales (Grupo SITE, 2015)	50
Tabla 10 Periodos modales y frecuencias obtenidos analíticamente (Modelo con Muros)	50
Tabla 11 Valores para periodo aproximado de la estructura (AIS, 2010)	51
Tabla 12 Porcentaje Masa Modal Activada en modelo con muros.....	52
Tabla 13 Fuerzas axiales, cortantes y momentos internos en columnas (Análisis con muros)	54
Tabla 14 Peso por metro de muros	56
Tabla 15 Periodos modales y frecuencias obtenidos analíticamente (Modelo sin Muros)	56
Tabla 16 Porcentaje Masa Modal Activada en modelo sin muros.....	57
Tabla 17 Fuerzas axiales, cortantes y momentos internos en columnas (Análisis sin muros)	58
Tabla 18 Masas modales activadas en cada modelo	59
Tabla 19 Diferencia de masas totales en cada modelo	59

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 20 Diferencias de fuerzas y esfuerzos internos Caso $X+0.3Y$	62
Tabla 21 Diferencias de fuerzas y esfuerzos internos Caso $0.3X+Y$	62
Tabla 22 Diferencia de derivas presentadas en las dos combinaciones de carga	63
Tabla 23 Diferencia de rigideces entre los dos modelos	64
Tabla 24 Desplazamientos nodo A7.....	64
Tabla 25 Derivas de entrepiso Nodo A7.....	64

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Fallas típicas en pórticos rellenos de mampostería. (Bolea, 2016)	16
Figura 2 Representación analítica de los muros (Smyrou et al., 2011).....	19
Figura 3 Curva de respuesta de puntal (izq.) y curva de respuesta de resortes a cortante (der.)	21
Figura 4 Acercamiento a edificio a estudiar (Tomado de Google Maps)	27
Figura 5 Ubicación de columnas.	29
Figura 6 Vista de corredores desde patio interior	30
Figura 7 Vista Fachada Noroeste	30
Figura 8 Vista del corredor desde último piso	30
Figura 9 Vista Fachada Sur	30
Figura 10 Plano de planta ubicación muros y columnas, primer piso (Izq.) y plano de planta segundo piso (Der.).....	31
Figura 11 Ladrillo caravista estructural (Izq.) y bloque farol rayado (Der.). (Arcasa, 2018).	32
Figura 12 Resultados ensayo de esclerómetro en columnas	34
Figura 13 Relación número de golpes y resistencia para martillo de rebote. (Strukts, 2012)	36
Figura 14 Vista en planta, ubicación columnas.....	40
Figura 15 Distribución espacial de vigas	41
Figura 16 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones NSR-10	44
Figura 17 Curva de esfuerzo-deformación concreto de 38 MPa	45
Figura 18 Curva esfuerzo-deformación concreto de 46 MPa	46
Figura 19 Propiedades del acero de refuerzo.	46

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 20 Curva esfuerzo-deformación de acero de refuerzo	47
Figura 21 Modelo de la edificación	49
Figura 22 Principales modos de vibración de la estructura con muros	52
Figura 23 Diagrama de momentos columna H3 en modelo con muros.	55
Figura 24 Principales modos de vibración de la estructura con muros	57
Figura 25 Derivas en dirección X para caso $X+0.3Y$	60
Figura 26 Derivas en dirección Y para caso $X+0.3Y$	60
Figura 27 Derivas en dirección X para caso $0.3X+Y$	61
Figura 28 Derivas en dirección Y para caso $0.3X+Y$	61

RESUMEN

En diversos estudios alrededor del mundo se han evidenciado los efectos que tienen los elementos considerados no estructurales, en particular los muros en mampostería que normalmente se ubican al interior de pórticos de concreto sin separación alguna entre estos. Esto es especialmente preocupante en el diseño ante cargas y aceleraciones horizontales, como las son las generadas por los movimientos sísmicos; inclusive la consideración de ignorar los muros de relleno en el diseño se percibe en mayor medida en aquellas edificaciones que se diseñaron sin seguir un código sismo resistente. Cómo lo han demostrado diversos sismos ocurridos en el país en los últimos decenios, algunas estructuras diseñadas en el territorio colombiano antes de la implementación de los códigos de construcciones sismo resistentes, como el generado en 1984 presentan, en su gran mayoría, deficiencias estructurales en su comportamiento sísmico.

Experimentalmente se ha encontrado un aumento en la rigidez ante cargas laterales, un aumento en la resistencia de la estructura y otros cambios que no se tienen en cuenta al momento del diseño de la edificación, sin embargo, el analizar matemáticamente los modelos incluyendo muros ha demostrado ser aún muy incierto, esto es debido al comportamiento plástico que tienen estos elementos, al ser tan frágiles, y al tener una respuesta completamente diferente a los diferentes elementos de la estructura.

En este trabajo se mostrarán los efectos que generan los muros no estructurales en una edificación aporticada, diseñada antes de 1984. Para esto se desarrollaron dos modelos diferentes de la misma edificación, el primero incluye tanto la estructura como los muros no estructurales, este además se ajustó mediante un análisis de vibraciones ambientales medido por un grupo de investigación de la Universidad EIA (Grupo SITE, 2015); el otro modelo comprenderá simplemente los elementos que conforman los pórticos de concreto.

Estos modelos se compararon en Seismostruct (Seismosoft, 2013), un software de análisis estructural de uso libre a modo de evaluar los efectos presentados por los muros no estructurales en esta edificación, para esto se ingresaron las principales propiedades de los materiales de la estructura, al igual que las dimensiones obtenidas previamente gracias a diversas visitas de campo. Finalmente, los resultados obtenidos mediante el análisis de los espectros de respuesta, dados por la Norma Sismo Resistente del 2010, indicaron un cambio considerable de la rigidez y del comportamiento global de la estructura ante un evento sísmico.

Palabras clave: muros no estructurales, pórticos de concreto reforzado, análisis de estructuras, mampostería.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ABSTRACT

In some investigations around the world it has been found the effects of the elements considered non-structural, in particular the infill masonry walls that are usually found inside concrete frames. This is especially worrisome in the design stage where horizontal loads and accelerations generated by seismic activities are considered; the consideration of ignoring this infill walls in the design is perceived greater in extent in those buildings that were designed without following a resistant earthquake code. As they have done in the last decade, some structures in the Colombian territory before the implementation of resistant earthquake construction codes, such as the one generated in 1984, present, in their great majority, a lot of structural deficiencies in their seismic behavior.

Experimentally, an increase of stiffness has been found after lateral loads were applied, also an increase in the strength of the structure and other changes that are not taken into account at the time of the design of the building are experienced, however, the mathematical models are still very uncertain, this is because, the plastic behavior of these elements show at an early rate, and a complete different response of the different elements of the structure.

This undergrad thesis shows the effects generated by non-structural walls in a structure designed before 1984. For this, it was developed two different models of the same building, the first one includes both the structure and the non-structural walls, this was also adjusted by means of an analysis of environmental vibrations measured by the SITE research group of the EIA University; the other model will simply understand the elements that make up the concrete frames.

These models are compared with Seismostruct (Seismosoft, 2013), a software of structural analysis of use, an evaluation model, the effects presented by the walls, non-structural, in this building, for this the main properties of the materials of the structure, like the low dimensions with many field visits. Finally, the results obtained through the analysis of the response spectra, given by the Resistant Seismic Standard of 2010, indicate a considerable change in the rigidity and overall behavior of the structure in the face of a seismic event.

Keywords: Non-structural walls, Infill Walls, RC Frames, structural analysis.

INTRODUCCIÓN

Recientes proyectos de investigación han logrado desarrollar con buena exactitud el comportamiento de los muros de mampostería y se han ajustado modelos analíticos de gran precisión, con el fin de determinar el comportamiento de estos ante eventos sísmicos, y más importante aún, evaluar el efecto que estos muros considerados como no estructurales tienen sobre estructuras basadas en pórticos de concreto.

Este proyecto se enfocará en un análisis de una edificación con un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado, resistentes a momentos; esta estructura será analizada mediante un modelo matemático, y se evaluará el efecto que los muros de mampostería que presenta la edificación tienen sobre la misma. El procedimiento para evaluar lo anterior será desarrollar dos modelos diferentes, el primer modelo contará tanto con los elementos estructurales identificados como los muros de mampostería, este modelo se ajustará con los resultados de vibraciones ambientales medidas en la estructura para un mejor ajuste.

Luego del análisis correspondiente del primer modelo, estos muros se reemplazarán de manera que ya no sean elementos que el modelo considere como estructurales, con lo que se busca encontrar los modos de vibración y los desplazamientos que se obtienen de manera analítica tradicionalmente, es decir, solo los elementos que conforman los pórticos de concreto.

Este trabajo se divide principalmente en 4 capítulos; en el capítulo 1 se muestran las problemáticas de no incluir los muros no estructurales en el análisis, y algunos de los casos que han dejado en evidencia la problemática que se plantea en este trabajo. De igual manera se desarrolla la justificación del por qué es relevante esta investigación en el esquema nacional y local; se generan los objetivos del trabajo de grado y se desarrolla el marco teórico con el cual se presenta el estado del arte de las investigaciones desarrolladas en la actualidad, al igual que las bases teóricas en las cuales se fundamentará este trabajo de grado. En el capítulo 2, se presenta la metodología seguida para el desarrollo de los objetivos de este trabajo. En el capítulo 3 se presentan todos los resultados obtenidos durante el desarrollo del trabajo, se incluyen memorias fotográficas, y los datos requeridos para el análisis espectral, se presentan las características observadas de los materiales de construcción de la edificación al igual que la geometría y distribución espacial de los elementos estructurales; posteriormente se muestra el procedimiento del desarrollo de los modelos matemáticos de las estructuras, con sus respectivos resultados espectrales; finalmente se comparan los resultados para determinar de mejor manera los efectos de los muros. El cuarto y último capítulo presenta las conclusiones del trabajo, y las consideraciones ante proyectos futuros.

Nota: A lo largo del trabajo se referenciará la Norma Sismo Resistente 2010, por lo que al mencionar un capítulo con una letra al inicio y subsiguientemente un número (Ej. A.2.3) se referirá al título de la letra y el numeral dado, de no presentarse la letra al inicio es que se está hablando de un capítulo de este trabajo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1. PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1 Identificación del problema

Colombia es un país el cual más de la mitad de sus ciudades padecen una amenaza significativa de sismicidad, por lo que centros urbanos altamente poblados pueden verse afectados en gran medida, tal como lo indica el ingeniero experto en sismo resistencia Juan Diego Jaramillo en una entrevista del diario El País, (2014). Evidencias de esto se han presentado en casos como el del temblor de Armenia, en el cual más de 94.000 casas presentaron signos de daño parcial o total, y que dejó un 75% de la población de la región afectada, sin contar los casos presentados en ciudades y pueblos cercanos en los cuales se sintió una intensidad del sismo considerable. Esto se debe principalmente, a que muchas de las edificaciones en zonas de amenaza sísmica moderada o intermedia no cumplen con las solicitaciones dadas por los códigos constructivos vigente actualmente en el país, lo cual es especialmente preocupante al hablar de edificaciones que se consideran indispensables, como hospitales, estaciones de bombero, centros de emergencia, colegios, entre otros.

Uno de los problemas más comunes vistos en las estructuras antiguas, las cuales no se diseñaron bajo parámetros estrictos de sismo resistencia de estos nuevos códigos, es que al ser sometidas a un evento sísmico de gran intensidad, los elementos no estructurales tales como muros divisorios y de fachada sufren daños considerables, así como se ha observado en reportes de daños, aún en sismos recientes como el de México de 2017 (Chavez, Almasy Steve, Sanchez, & Simon, 2017), en el cual se reportaron daños extensos en edificaciones construidas bajo normativas antiguas, similares a las usadas en Colombia antes de 1984. En este sismo también se reportó que la distribución de los muros no estructurales pudo afectar el comportamiento dinámico de la estructura, produciendo también daños moderados y severos en elementos estructurales, en algunos casos, incluso se presentaba el colapso de la misma estructura; según un estudio en varias ciudades mexicanas afectadas realizado por ingenieros estructurales de la empresa americana Degenkolb (2017) los edificios más susceptibles a sufrir daños debido al sismo eran aquellos que tenían de 5 a 15 pisos de altura con respecto al nivel de la calle, los cuales consistían en pórticos de concreto reforzado con divisiones y muros de fachada en mampostería, los daños presentados variaban desde agrietamiento en forma de cruz en la mampostería, daños en las esquinas de los muros, y hasta se presentaba una falla de los pórticos en donde se dejaban ver aceros de refuerzos pandeados, lo que indicaría que estos edificios no cumplan con el confinamiento requerido en códigos de diseño más recientes.

De igual manera, se presentaron varios casos en que los edificios de las esquinas de las calles eran los más afectados de los barrios, una de las teorías presentadas por este grupo de ingenieros era que se generaba un esfuerzo de torsión no previsto y un desbalance en la estructura debido a la configuración de los muros interiores y de fachada, pues, en las

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

partes que daban a la calle se presentaban principalmente escaparates en vidrio, mientras que los lados que daban contra los edificios adyacentes eran de bloque macizo.

En el contexto colombiano una gran parte de las estructuras construidas antes de 1984 se caracterizan principalmente por poseer un sistema estructural de pórticos de concreto reforzado, con muros divisorios y de fachada en mampostería de concreto o de arcilla, los cuales no se aislaban de los elementos estructurales. Investigaciones sobre este tipo de construcciones evidencian fenómenos no tenidos en cuenta anteriormente sobre el comportamiento dinámico, esto es debido a la interacción directa y sin aislamiento adecuado de los muros no estructurales contra la estructura, lo que puede generar fallas súbitas por el efecto de columnas cortas, al formarse planos de falla al presentarse cambios bruscos en las rigideces y resistencias de los elementos de la estructura, generando efectos que amplifican los momentos que resisten los mismos y cortantes en las columnas debido a su interacción con la mampostería.

Toda esta problemática surge debido a que la práctica de diseño en general, utilizada antes de la reglamentación de 1998 (AIS, 1998), usaba modelos numéricos para estimar los desplazamientos y esfuerzos de la estructura sin considerar la interacción de esta con elementos no estructurales. Mientras que, la práctica constructiva generalizada de los muros no estructurales consistía en cerrar espacios en las líneas de los ejes de columna sin separarlos de alguna manera de los elementos estructurales. Debido a este detalle constructivo, en un evento sísmico, los elementos no estructurales interactúan con los elementos estructurales, cambiando de forma significativa el comportamiento dinámico supuesto en la etapa de diseño (Basha & Kaushik, 2016). Este cambio no era considerado en los códigos constructivos antiguos, por lo que al momento de un evento sísmico los esfuerzos y deformaciones la estructura cambian significativamente de los establecidos en la etapa de diseño. En diferentes edificaciones construidas con el sistema aporticado y muros no estructurales sin separar de la estructura, las deformaciones y esfuerzos son entonces, desacertados ante las cargas y aceleraciones de diseño.

La zona de Envigado, y en general del Valle de Aburrá se encuentra categorizadas como una zona con una amenaza sísmica intermedia según la Asociación de Ingeniería Sísmica, (2010), lo que significa que se tiene una probabilidad alta de que suceda un sismo que ponga en peligro vidas humanas, y la integridad de las edificaciones y patrimonios de la ciudad; al igual que se posee una probabilidad considerable que se generen aceleraciones con la intensidad suficiente para hacer colapsar o fallar las estructuras de mayor antigüedad y/o las que no cumplen con los reglamentos más recientes. Según el ingeniero Mejía (Loaiza, 2016), especialista en estructuras, se presenta una amenaza mayor en los centros poblados, principalmente en el sur del Valle de Aburra. Tal es el caso de la estructura a analizar, la cual fue ideada en 1978, seis años antes de que se presentara el primer reglamento sismo resistente en el año 1984.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.1.2 Justificación

La práctica de diseño sismo resistente actual considera la importancia de salvaguardar la integridad física de las personas y limitar las pérdidas económicas que puedan causar los sismos que se esperan para una edificación. Esto es aún más relevante en estructuras que son consideradas de gran importancia, como lo es el caso de instalaciones educativas. Es por esto por lo que la norma de diseño vigente en el país requiere que las estructuras importantes sean evaluadas para definir estrategias para reducir el riesgo de los ocupantes (AIS, 2010).

En relación con esto, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica impuso mediante la Ley 1400 de 1984, medidas estrictas para limitar los desplazamientos horizontales de las estructuras, como lo es el tener un límite entre derivas, de modo que la edificación no fuese a presentar daños en su estructura ante un sismo leve o medio, sin embargo, luego de presenciar sismos de media a alta intensidad, se seguían presentando casos de daño estructural, e incluso de colapso de distintas edificaciones; casos como el del sismo de Armenia demostraron que aún faltaba una evaluación de las edificaciones antiguas más estricto, apoyado en metodologías de análisis modernas, y que incorporara las tecnologías de análisis y diseño de edificaciones.

Para poder lograr evaluaciones acertadas es necesario obtener las demandas inducidas en los elementos de una edificación, esto se desarrolla a partir de modelos numéricos confiables que consideren aquellos elementos que intervienen en la repuesta dinámica de la estructura. Preferiblemente, dichos modelos deben ser calibrados a partir de mediciones de las condiciones dinámicas reales de la edificación, pues el determinar con exactitud el periodo de vibración natural de una estructura permite conocer adecuadamente las demandas de manera global que tendrá una estructura sometida a cargas horizontales, principalmente sísmicas. Estas propiedades se pueden determinar de manera matemática, sin embargo, se tiene aún mucha incertidumbre debido a la gran cantidad de parámetros como las dimensiones de los elementos, la carga axial que soportan y el nivel de daño en el concreto, es por esto que realizar una calibración de los modos naturales de la estructura por vibraciones en campo proporciona un mejor entendimiento de cómo se comportaría esta ante cargas horizontales, esta metodología permite monitorear el estado real de la salud de la estructura mediante las vibraciones de respuesta ante estímulos externos que pueden ser ambientales o forzadas.

Basado en un análisis modal espectral, el cual se encuentra ajustado para facilidad de cálculos, al comportamiento lineal de una estructura en su rango elástico, analizando para los diferentes modos en los que se comporta la estructura a analizar, lo que se buscará en este trabajo es identificar mediante un modelo numérico simplificado cuál es la respuesta dinámica de una edificación aporticada de cuatro pisos de altura, bajo un sismo de diseño específico bajo dos diferentes situaciones, sin muros no estructurales, y otra situación teniendo estos en cuenta.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El presente análisis se vuelve significativo al revisar que en diferentes tipos de sismos se han presentado diversos daños tanto a elementos no estructurales como a la misma estructura debido a la interacción no controlada entre estos, lo que conlleva a la necesidad de desarrollar una comparación entre lo que se tiene, que es la edificación completa, contando con todos los acabados anexos a esta, y a la estructura aparte, que es como normalmente se calculaba antiguamente. Este será un primer acercamiento a las condiciones dinámicas de la edificación, lo que finalmente permitirá poseer un modelo calibrado de la edificación, con el cual basarse para realizar posteriormente un análisis más detallado mediante análisis no lineales, con los cuales conocer con más certeza el comportamiento de la estructura ante sismos determinados.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo General

Evaluar los efectos que tienen los muros de mampostería no estructurales en una edificación aporticada de concreto reforzado ante cargas laterales determinadas por la NSR 10, mediante un análisis modal espectral, tomando como caso de estudio una estructura aporticada de concreto reforzado diseñada antes de 1984.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Identificar la geometría y las propiedades de los elementos estructurales de la edificación.
- Evaluar los desplazamientos y las fuerzas internas de la estructura, bajo un análisis modal espectral incluyendo en el modelo los muros no estructurales a partir de un modelo numérico calibrado por medio del análisis de mediciones ambientales de la edificación.
- Evaluar los desplazamientos y las fuerzas internas de la estructura, bajo un análisis modal espectral sin incluir los muros no estructurales.
- Comparar la respuesta dinámica obtenida a partir del modelo con muros no estructurales y el modelo sin muros no estructurales.

1.3 MARCO DE REFERENCIA

Hace más de 50 años se han venido presentando muchas investigaciones sobre los muros en mampostería, sin embargo, a pesar de muchos estudios, tanto experimentales como matemáticos, el efecto que tienen estos sobre la estructura ante un evento sísmico aún sigue teniendo un alto grado de incertidumbre para los diseñadores y revisores estructurales, lo cual sumado a que la importancia que se le da a estos elementos dentro

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

del diseño estructural varía en gran manera en los diferentes códigos de diseño estructural alrededor del mundo ha hecho que no se llegue a regular el diseño de estos elementos a nivel internacional (Bolea, 2016). Esta interacción entre estructura y muros en mampostería ha tenido diversas investigaciones, tanto experimentales como mediante modelos analíticos de alta complejidad.

En diferentes estudios se han podido determinar principalmente cinco modos de fallas en las estructuras aporticadas con muros rígidos en mampostería (Basha & Kaushik, 2016), (a) daño en las esquinas, (b) cizalla deslizante, (c) agrietamiento en diagonal, (d) compresión en diagonal y (e) falla del pórtico, tal como se aprecia en la figura 1, en donde igual se determinó que las fallas derivadas de la configuración entre muro fuerte y pórtico débil eran muy importantes, por lo que se han propuesto diversos métodos analíticos para determinar el efecto de los cortantes producidos en las columnas, sin embargo, dichos métodos no proveen información suficiente debido a la complejidad de los modelos. La principal recomendación dada por es la de diseñar los pórticos para que aguanten el cortante excesivo que se pueda producir.

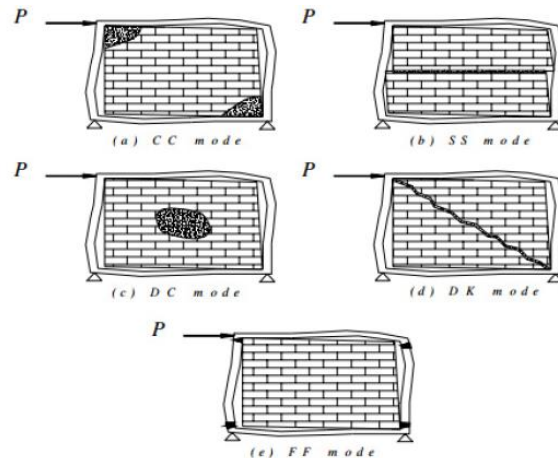


Figura 1 Fallas típicas en pórticos rellenos de mampostería. (Bolea, 2016)

Llegado el caso típico de que el muro falle por agrietamiento en sus esquinas o por un cortante deslizante (Figura 1 – a y b), el contacto entre el pórtico y el muro irá decreciendo debido al incremento de desplazamientos laterales y consecuentemente de las cargas axiales que se van generando. (Smyrou, Blandon, Antoniou, Pinho, & Crisafulli, 2011)

1.3.1 Modelos experimentales

En un estudio desarrollado por el Instituto Tecnológico de la India (Basha & Kaushik, 2016) se analizó el efecto de cargas laterales en una estructura con una configuración de pórtico fuerte, muros débiles, mediante un modelo simplificado se desarrolló un pórtico con muros

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

en mampostería de arcillas y cenizas volantes; estos pórticos fueron sometidos a diferentes ciclos de cargas, incluyendo desplazamientos aleatorios en la base, y los resultados fueron analizados mediante transductores de variación de desplazamiento lineal, variando los materiales y dimensiones. Los resultados obtenidos finalmente muestran un incremento en la rigidez de 7 a 10 veces la de un pórtico sencillo, con unas resistencias entre 1.6 a 2.5 veces mayores, y una disipación de energía de hasta 2.3 veces. Debido a la configuración estructural usada (pórtico fuerte, muro débil) los efectos de cortantes en las columnas no fueron muy influyentes, pues permiten un mayor grado de movimiento de las columnas ante una carga lateral.

En otro experimento, realizado por ingenieros de la Universidad de Padova en Italia (Guidi, Verlato, Da Porto, & Dalla Benetta, 2013) muestra el comportamiento de los muros de mampostería de arcilla en una estructura aporticada ante diferentes eventos de cargas cíclicas fuera de sus planos, es decir, en dirección perpendicular a su desarrollo, y en su plano, o paralelos a estos, esto se desarrolló con el fin de comprender el efecto que puede llegar a causar un sismo en los elementos no estructurales se usaron distintos tamaños de bloques, con y sin refuerzo.

Los resultados obtenidos también estuvieron encaminados a indicar que la energía disipada entre los ciclos histeréticos de carga fuera del plano de los muros fue de un 20% más en los pórticos rellenos de mampostería gruesa, al igual que se obtuvieron valores de amortiguamiento de casi un 6%, comparado con un pórtico sin relleno de 1.6%.

1.3.2 Modelos matemáticos

De igual manera que con los modelos experimentales, cada vez más se han venido desarrollando modelos matemáticos, los cuales resultan mucho más prácticos por su menor costo y gran adaptabilidad a diferentes escenarios de carga y propiedades de la estructura. Estos modelos, como los menciona Bolea, (2016), se dividen en dos: macromodelos y micromodelos.

Los macromodelos son más simples y eficientes, los cuales toman los muros como si se pudiesen modelar mediante puntales en diagonal, tratando de ajustar los parámetros de rigidez en el modelo, en los cuales solamente actúan cargas compresivas. Usualmente en estos modelos lo que se busca es determinar un ancho del puntal tal que se puedan calcular la rigidez y la resistencia última que aportan a la estructura, siempre y cuando el esfuerzo a tracción en los muros y el nivel que tiene la unión entre el muro y la estructura son muy bajos.

Es por estas limitaciones que se han ido desarrollando modelos más complejos, conocidos como micromodelos, con el objetivo de mejorar la calidad de los análisis mediante un detallado de los elementos no estructurales, buscando así generar un efecto más cercano a la realidad de la interacción entre el muro en mampostería y la estructura, en donde por ejemplo, se proponen múltiples puntales que actúan sobre el pórtico, también el inducir una serie de ciclos de carga en un puntal conectado mediante una articulación a la unión entre

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

viga y columna o uno más complejo, como el representar cada muro por cuatro puntales axiales, dos en cada diagonal y dos resortes de cortante, en donde se permite considerar correctamente la rigidez del pórtico con el muro ante una carga lateral, y la resistencia que proporciona el muro de mampostería, particularmente en el caso en que se espera se presenten cortantes en las juntas del mortero o esfuerzos a tracción diagonales.

Bolea, (2016) presenta un modelo más complejo, desarrollado bajo un completo análisis dinámico no lineal, que toma en consideración los ciclos histeréticos de cargas horizontales aplicados a los muros y a la estructura como tal que afectan las propiedades mecánicas de estos elementos, contrario a muchos estudios que han desarrollado otros investigadores que se basan en cargas monotónicas, o que solo ocurren una vez en el periodo de diseño, en este modelo se diseñaron edificios aporticados de entre 3 y 6 pisos, basado en el código de diseño rumano.

El análisis se realizó con la herramienta PERFORM 3D, ajustando los acelerogramas compatibles con el espectro de aceleraciones elásticas del sitio, analizando las capacidades de deformación de los muros de mampostería y considerando el efecto de la degradación de la rigidez luego de cada ciclo de carga y fue verificado siguiendo códigos y observaciones internacionales.

Las conclusiones obtenidas por Bolea (2016), luego de analizar derivas y esfuerzos tanto en la estructura como en los muros es que, al generar un modelo sencillo, con puntales diagonales entre columnas simulando los muros de mampostería, se tiene un efecto notable a nivel global, pero no se tienen detalles de los efectos locales entre el muro y el pórtico que lo contiene, de igual manera se apreció una contribución al incremento de resistencia de la estructura ante acciones sísmicas, al reducir las deformaciones presentadas y el daño ante los elementos estructurales, por lo que la conclusión final del autor es la de que es correcto el ignorar estos elementos ante un evento sísmico en el caso de los pórticos de concreto reforzado para edificios ubicados en Bucarest.

1.3.3 Implementación de los modelos en estructuras aporticadas

El caso de los muros de mampostería se deben analizar parámetros como el tipo de material, las medidas de los bloques usados, que los muros se encuentren en buenas condiciones y no presenten fisuras visibles, que sea un sistema homogéneo, es decir, que el muro presente dimensiones constantes y correcta colocación, que no se encuentren resistiendo cargas de gran magnitud tales que afecten el modelo, entre otras. De igual manera son fundamentales las dimensiones que presentan los muros completos, como el caso en que no lleguen hasta la cara inferior de la viga, y las longitudes de estos entre las luces de la estructura.

Un macro modelo para el análisis de estructuras, que resulta adecuado y en términos de operaciones, no presenta una complejidad muy avanzada, sugerido por Smyrou et al., (2011), presenta los muros como una combinación entre un enfoque de doble puntal, y dos resortes para definir su comportamiento ante corte, tal como se aprecia en la figura 2.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Cada diagonal presenta dos puntales para simular el comportamiento de los muros ante cargas impuestas que puedan generar fuerzas de tracción o compresión, al igual que las deformaciones presentadas. Por otro lado, la presencia de los resortes refleja la importancia de las deformaciones generadas por los esfuerzos cortantes en los muros no reforzados.

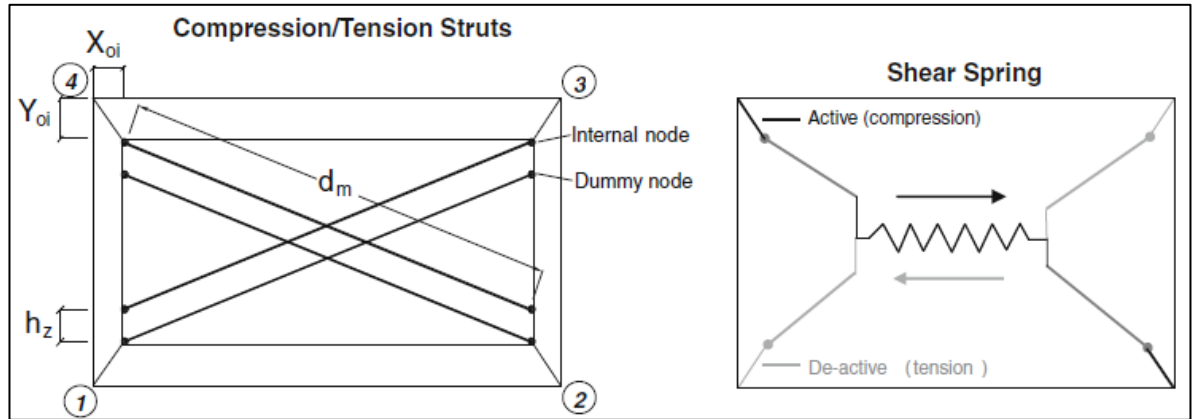


Figura 2 Representación analítica de los muros (Smyrou et al., 2011)

La presencia de los caracterizados nodos tipo dummy tiene la intención de representar la longitud de contacto entre el pórtico y el muro, representando de manera aproximada el fenómeno local que se genera allí; mientras que los 4 nodos internos representan el contacto de la parte exterior de las columnas y las vigas, considerando la reducción de las medidas de los muros debido a la profundidad de los elementos de concreto reforzado.

Para caracterizar mejor este elemento, se propone que en el desarrollo de los modelos, los muros se encuentren en un mismo plano, es decir, los nodos de un mismo panel en un estado sin deformaciones estarán en un solo plano, puesto que de lo contrario, los efectos generados por elementos como los diafragmas, pueden ser representativos (Crisafulli, Carr, & Park, 2000). Nuevamente se menciona la necesidad de despreciar los desplazamientos en Z, y las rotaciones en X y Y, siendo estos dos últimos, los ejes paralelos a los diferentes muros de la edificación, puesto que muchos modelos no representan con buena precisión los comportamientos de los muros fuera de su plano, y esto requeriría un modelo mucho más complejo basado en elementos finitos.

De igual manera Smyrou et al., (2011) presentan los siguientes parámetros para la determinación de los muros:

- Relación histerética de compresión y tracción en los puntales
- Espesor (t) de los muros, el cual puede ser considerado como el mismo espesor de los elementos de mampostería.
- Área de puntales 1 (A_1), definido como el producto del espesor del muro y el ancho equivalente del puntal (b_w).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Área de puntales 2 (A_2), como porcentaje de A_1 , representa el hecho de que, al momento de la fractura lateral de los muros, el contacto entre el pórtico y el muro decrece, y consecuentemente los desplazamientos laterales ante cargas axiales pueden llegar a incrementarse; por lo que en orden de conseguir un cierto control de esta variación de fuerzas y rigideces en los puntales se incluirá este valor.
- Longitud de contacto equivalente (h_z), como porcentaje de la altura del muro, relaciona la distancia entre los nodos internos y tipo dummy, es usada para tener en cuenta la longitud de contacto entre el muro y el pórtico en Z.
- Compensaciones horizontales y verticales (X_{oi} and Y_{oi}), como porcentaje de las dimensiones horizontales y verticales del muro, representan la reducción presentada entre el muro y el pórtico que lo rodea; en otras palabras, representa la distancia entre los extremos externos de los nodos y los internos.
- Rigidez proporcional asignada a cortante (γ_s), representa la proporción de rigidez del muro que será asignada al resorte de cortante.

Luego de definir los parámetros que definen los muros, se tienen unos nuevos denominados parámetros de proporcionalidad, estos se definen pues una de las características que implementa el modelo que proponen estos investigadores, tales como Blandón U., (2005) es que los valores que representan los ciclos histeréticos de cargas se calculan a partir de ciertos valores ingresados al modelo, tales como el módulo de carga y descarga, entre otros; estos factores se hacen necesarios por definición para establecer una regla general del comportamiento de los muros, y surgen como una solución ante el comportamiento complejo de los muros ante eventos sísmicos. A continuación, se presentan estos parámetros tal y como se describen por estos investigadores:

- γ_{un} : este parámetro define el módulo de descarga como proporción del módulo elástico inicial definido para el muro E_{mo} .
- α_{re} : este parámetro se usa para predecir la tracción en la cual los ciclos de carga se encuentran con la envolvente, luego del periodo de descarga.
- α_{ch} : este se usa para predecir la tracción en la cual el ciclo cambia su comportamiento, es decir, donde la carga encuentra su punto de inflexión.
- β_a : este parámetro se usa para definir los puntos usados para definir las deformaciones plásticas luego de que se completa la descarga.
- β_{ch} : este parámetro se desarrolla junto a α_{ch} porque es usado para definir el esfuerzo en el cual la curva de recarga exhibe un punto de inflexión.
- γ_{plu} : este parámetro define el módulo de histéresis en cero, cuando se completa la descarga.
- γ_{plr} : este parámetro define el módulo de recarga de la curva luego de que se descarga totalmente.
- e_{x1} : este parámetro controla la influencia de ϵ_{un} en la degradación de la rigidez.
- e_{x2} : este parámetro se hace relevante en cuanto se repiten consecutivamente los ciclos en dentro del mismo ciclo interior, pues lo que hace es incrementar la tracción en la cual la envolvente se ve alcanzada luego de la descarga, se usa para representar el daño acumulado en los ciclos repetitivos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- γ_s : este factor es proporcional a la rigidez del muro que se le asigna al resorte de cortante.
- α_s : factor de reducción de cortante, es el porcentaje máximo de esfuerzo cortante

La representación gráfica de los diferentes parámetros que representan los muros se puede observar a continuación, siendo la figura 3 (der.) la curva que muestra la respuesta de los puntales dentro del modelo, y la figura 3 (izq.) la que muestra la respuesta a cortante de los resortes modelados, ambas se encargan de caracterizar el modelo de histéresis de los muros.

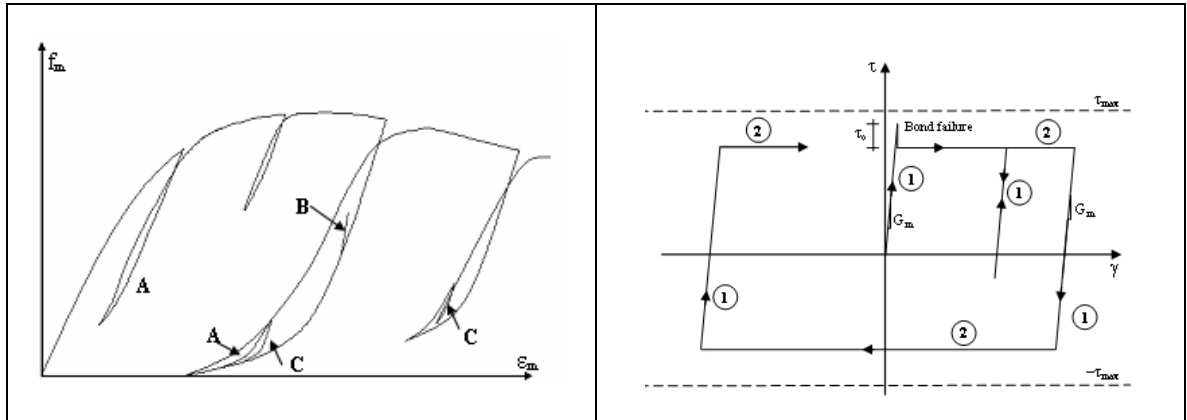


Figura 3 Curva de respuesta de puntal (izq.) y curva de respuesta de resortes a cortante (der.)

1.3.4 Análisis global de la estructura

Un modelo estructural tal como lo indica el ingeniero Roberto Rochel Awad (2008), se desarrolla siguiendo unos lineamientos fundamentales, por lo que aunque el análisis se basa en un espectro de respuesta lineal, se están considerando diferentes hipótesis para facilidad de cálculos, tales como:

- Se presenta una linealidad entre las cargas impuestas y las deformaciones causadas, la cuales se puede considerar debido a que se desarrolla un análisis inelástico considerando la ley de desplazamientos iguales.
- Se considera la estructura bajo parámetros de ductilidad de los pórticos en su plano, bajo un sistema de entrepiso infinitamente rígido, en donde estos solo presentan deformaciones en los ejes X, Y y rotaciones en el eje Z, lo que evita que los modelos se desarrollen de manera distorsionada.

Con base en memorias de cálculo y planos estructurales se pueden encontrar las especificaciones usadas en el detallado de los elementos, con lo cual se podrá determinar el nivel de desempeño sísmico escogido, y así definir el comportamiento de la estructura considerando de manera aproximada el comportamiento inelástico de sus materiales.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

También se tendrá en consideración un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico debido a la ductilidad de los materiales, este coeficiente dependerá del sistema estructural, sin embargo, debido a que el alcance de este trabajo no contempla un análisis sobre la capacidad de disipación de energía debido por ejemplo, a sobre resistencias y agrietamiento en los materiales en un nivel micro, que si lo determinaría un análisis push-over, al registrar medidas como derivas y rotación máximas de rótulas plásticas, en donde se controle efectivamente el estado límite de la estructura bajo el cortante basal máximo que resista, comparado contra el cortante basal de diseño. (Rochel Awad, 2008).

Lo que se pretende es convertir un sistema de múltiples grados de libertad en múltiples sistemas de un solo grado de libertad, a modo de determinar factores de participación los modos superiores, los cuales según la NSR10 deben activar el 90% de la masa de la edificación, bajo los diferentes periodos de vibración de la estructura, con esto se encontrarán las masas que se activan para cada modo, para luego recombinar los resultados y determinar los desplazamientos y esfuerzos internos de la estructura.

Los parámetros para realizar un análisis dinámico de una estructura con múltiples grados de libertad mediante un análisis modal espectral, siguiendo los parámetros dados por la NSR 10, aplicará un sismo de diseño dado por la misma con un periodo de retorno de 475 años. Este análisis debe ser comparado con un análisis mediante fuerzas horizontales equivalentes, y aunque sea un análisis simplificado, permitirá determinar tanto el cortante basal, como las fuerzas laterales que actúan para cada piso, generadas al momento del sismo de diseño, y eventualmente definirá los desplazamientos horizontales esperados en la estructura.

La relación que gobierna la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) se basa en un análisis matricial del comportamiento de una estructura sometido a una vibración libre no amortiguada dada por un sismo (Rave, 2017), tal que:

$$M\ddot{U}(t) + KU(t) = \{0\}$$

$$U(t) = \phi \sin \omega t$$

$$\ddot{U}(t) = -\omega^2 \phi \sin \omega t$$

Siendo, M: la matriz de masas

K: matriz de rigidez del sistema

ω : modo de vibración natural del sistema

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2. METODOLOGÍA

Este proyecto se basa en el estudio de un caso específico de una estructura aporticada en concreto de cuatro pisos, por lo que los procedimientos pueden llegar a variar para otras edificaciones que se puedan considerar similares. Para este proyecto específico se desarrollarán tres fases principales, estas fases se relacionan con los objetivos específicos planteados, y finalmente buscarán desarrollar a cabalidad el objetivo general, estas actividades son dependientes una de otra por lo que se deberán realizar de manera sistémica y se desarrollarán consecutivamente una tras otra.

2.1 IDENTIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

- **Recopilación de información**

Muñoz M, (2001) propone un análisis detallado, el cual consta de varios procedimientos como un estudio preliminar de la edificación, la recopilación de planos y memorias de diseño de este y de las estructuras vecinas a manera de tener una idea clara sobre el procedimiento de diseño y los procesos constructivos al cual fue sometido, esta documentación debe estar consignada para la ciudad de Medellín en alguna de las curadurías urbanas, y es de libre acceso al público. Considerando la antigüedad de la edificación puede que no se encuentren los documentos técnicos completos por lo que se deberán realizar mediciones en campo, siempre teniendo en cuenta la opinión del director del trabajo.

- **Mediciones en campo**

Se debe realizar de igual manera visitas en campo varias veces con el fin de familiarizarse con el inmueble, y tener un registro fotográfico sobre la edificación

De no presentarse la información necesaria para el desarrollo del modelo estructural, en términos de propiedades de materiales y de la geometría espacial de la edificación, se procederá a realizar mediciones en campo sobre la estructura, esto se documentará acorde con las necesidades del proyecto y posteriormente se presentarán de manera digital, organizada y clara.

- **Determinación de propiedades de materiales**

Se determinarán todas aquellas propiedades que puedan influir en la modelación estructural, esto bajo el criterio del director del programa y teniendo en cuenta el alcance de este trabajo, se espera no realizar ningún ensayo destructivo, a menos que se presente la necesidad y se tenga autorización de los dueños para esto.

Se utilizará la normativa colombiana como referencia, siguiendo los parámetros dados por las Normas Técnicas Colombianas y la Norma Sismo Resistente del 2010. De ser necesario

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

se hará mediante una visita de campo una caracterización de los materiales usados y una recopilación de propiedades de estos.

2.2 DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL

- **Análisis de datos y especificaciones**

Según lo dicta la normatividad vigente de construcción, se debe hacer un estudio de las demandas de cargas tanto por gravedad como sísmicas que debe resistir la estructura, al igual que definir las deformaciones permitidas según el uso y el tipo de estructura que se tiene.

- **Definición de cargas gravitacionales**

Se definirán bajo los parámetros dados por la NSR 10, cuáles deben ser las cargas gravitacionales que se tienen en la estructura, este análisis se realizará de manera más detallada, debido a la influencia que tienen las cargas gravitacionales en edificaciones antiguas.

- **Identificación de los efectos locales**

Se realizará una identificación basado en la recopilación de información de la primera fase sobre estudios de geotécnicos, al igual que se buscará información sobre estudios de microzonificación que puedan ser más convenientes para el análisis.

- **Formulación del modelo estructural**

Como se mencionó, una primera situación constará de un modelo con los elementos estructurales contando con los muros divisorios y de fachada, acercándose más a la realidad de la edificación, teniendo en cuenta las cargas de diseño, la geometría y dimensiones reales de la estructura, para ver cómo serían sus desplazamientos y fuerzas internas producidas bajo un sismo de diseño que siga los parámetros dados en la NSR-10.

Para la segunda situación, se tendrán simplemente los elementos estructurales, tal y como se calculaban las edificaciones antiguamente, y en algunos casos actuales debido al requerimiento de tiempo y de metodologías de análisis.

Se desarrollará entonces, una vez conocidas la geometría, las propiedades de los elementos estructurales y las cargas actuantes, un modelo estructural mediante una herramienta de modelación estructural libre como lo es Seismostruct, debido a que esta es capaz de predecir el comportamiento de pórticos espaciales ante grandes desplazamientos generados por cargas estáticas y dinámicas, teniendo en cuenta tanto las propiedades no

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

lineales de la geometría como la inelasticidad de los materiales, que es justo lo que se buscará en este y futuros proyectos.

Esta modelación tendrá en consideración los diseños iniciales al igual que los cambios que pueda haber tenido la estructura, con el fin de determinar la respuesta generada por eventos sísmicos de similares condiciones y los daños que se puedan llegar a generar.

- **Corrección de los modos de vibración naturales**

Se espera realizar un ajuste en el modelo, gracias a un estudio sobre vibraciones ambientales desarrollado por un grupo de investigación de la Universidad EIA en la estructura, en el proceso de modelación lo que se busca es ajustar los parámetros del modelo a la realidad, por ende, se harán las correcciones en los modos fundamentales de la edificación a modo de generar un modelo acorde con datos empíricos que se posean, realizando los ajustes que se consideren necesarios.

2.3 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

- **Análisis modal espectral**

Una vez montados los modelos, cómo lo indica la normativa colombiana, se realizará un análisis dinámico elástico como lo es el análisis modal espectral, para un espectro de diseño determinado por la NSR-10, en este se usarán los modos fundamentales determinados en el desarrollo del modelo matemático y se encontrarán tanto la cortante basal impuesta a la estructura, como las fuerzas laterales del mismo y las derivas de entrepiso.

- **Análisis de derivas y esfuerzos internos**

Como la finalidad de un diseño basado en desempeño estructural, y cómo se vio en el marco teórico el efecto de los desplazamientos horizontales de la edificación, lo que se buscará es determinar mediante los análisis previos, cuáles son los esfuerzos y derivas presentes en la edificación, y se compararán con los permitidos en la NSR-10.

Es por esto por lo que se busca mediante un modelo aproximado ver cuáles serían los planos críticos de falla ante un evento sísmico, antes de que se tenga que presentar un evento sísmico con lo cual llegar a sacar conclusiones posteriores al daño en la estructura, como usualmente sucede en el mundo.

- **Determinar el efecto que tienen los muros sobre la estructura**

Se determinará en cuanto a deformaciones y respuestas estructurales las diferencias que se presentan entre la estructura sin incluir e incluyendo los muros de mampostería, identificando los diferentes comportamientos de ambas ante las mismas demandas presentadas, para esto se realizarán los mismos pasos de la fase 3, luego se hará un

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

análisis comparativo para poder definir para este caso en particular el efecto que poseen los muros ante una carga sísmica.

Para esto se ingresarán los mismos al modelo como puntales considerando su rigidez, basado en el criterio del director del trabajo y analizando las características de los muros ante cargas laterales y gravitacionales.

- **Conclusiones y comentarios finales**

Se realizarán las conclusiones, recopilar y resumir toda la información requerida en el informe final y generar las recomendaciones y consideraciones para tener en cuenta para proyectos futuros según los resultados obtenidos. Se generarán conclusiones acerca del comportamiento de la estructura bajo los tres modelos diferentes: pórtico espacial, pórtico espacial con muros no estructurales y pórtico espacial ajustado por vibraciones naturales.

3. PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 CONTEXTO DE LA EDIFICACIÓN



Figura 4 Acercamiento a edificio a estudiar (Tomado de Google Maps) ¹.

La edificación actualmente presenta un uso como centro de enseñanza, esta sede consta de una estructura principal, donde quedan ubicados salones y oficinas, la biblioteca y el auditorio se encuentran ubicados en una estructura adyacente separada de la principal por una junta constructiva; también cuenta con diferentes estructuras separadas de la principal donde se encuentran los laboratorios, oficinas y un restaurante, los parqueaderos se encuentran en una zona abierta, a excepción de unos cuantos que se encuentran bajo la estructura del auditorio en una zona abierta del primer piso.

La estructura que se estudiará será la principal, la cual se compone de una torre de 4 pisos, la cual recientemente fue intervenida en su primer nivel para el desarrollo de nuevos laboratorios principalmente dedicados al área de ingeniería biomédica, el piso 2 consta de una losa aérea donde se encuentran salones en todo el costado sur y norte, y una zona de oficinas en el costado este, en el piso 3 es similar al piso 2, en esta se encuentran varios salones y las oficinas de dirección, el piso 4 consta de una losa aérea en donde se encuentran varias salas de computo, al igual que oficinas y se encuentra la entrada al auditorio principal de la sede.

¹ <https://goo.gl/maps/Uuw7iS9CfRH2>

Como se mencionó anteriormente se construyó otra estructura aporticada, posterior a la construcción de la estructura principal, esta tiene una forma regular en el costado sur-oeste separada a la estructura antigua mediante una junta de construcción, el primer piso de esta se encuentra casi todo abierto, dando lugar a parqueaderos y con un espacio cerrado donde se ubican las oficinas de registro, en el segundo piso se encuentra la biblioteca, el tercer piso cuenta con salones y en el último piso se encuentra el auditorio de esta sede.

En resumen, la estructura principal puede considerarse según la NSR-10 dentro del grupo de uso III, y su sistema estructural es definido como tipo pórtico resistente a momentos, el cual bajo la NSR 10 en su capítulo A.3.2.1.3 se define como un: “sistema estructural compuesto por un pórtico especial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.”

3.2 GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN

3.2.1 Recopilación de información.

Lo principal para la realización del modelo es la ubicación y determinación de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación, entendiendo los no estructurales como aquellos elementos que serán tenidos en cuenta en el modelo pero que no son tenidos en cuenta regularmente en los análisis tradicionales, como lo son los muros de mampostería. Este primer acercamiento de la edificación consta de varios procedimientos como un estudio preliminar de la edificación, la recopilación de planos y memorias de diseño de este y de las estructuras vecinas, esto a manera de tener una idea clara sobre el procedimiento de diseño y los procesos constructivos al cual fue sometido.

Inicialmente se realiza una visita al lugar con el fin de familiarizarse con el sistema estructural, y los elementos que se conforman, al no tener planos al momento del inicio del proyecto se decide trabajar basado en un trabajo realizado por dos estudiantes de ingeniería civil en el semestre 2017-1, en este trabajo se encuentran ubicadas algunas de las columnas de la sede (Figura 5).

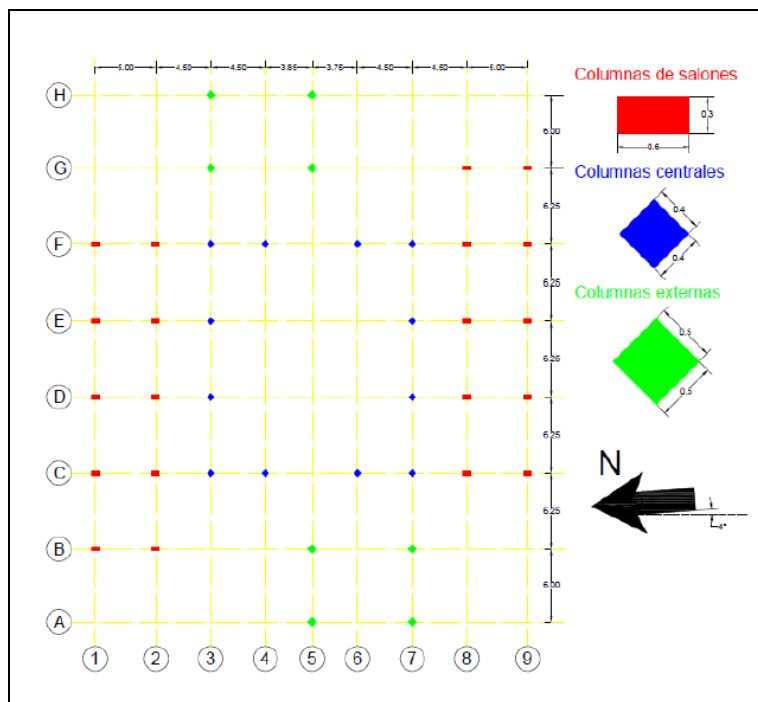


Figura 5 Ubicación de columnas.

3.2.2 Mediciones en campo

Se procede entonces a realizar las correspondientes mediciones en campo de los diferentes espacios y elementos que conforman la estructura, se miden el ancho de las columnas, y vigas visibles. Se presenta inicialmente y para tener una mejor concepción de la estructura el registro fotográfico de la edificación al momento de las mediciones realizadas alrededor del primer trimestre del 2018.

Se notan columnas que no estaban ubicadas en el plano preliminar presentado anteriormente, que son las que componen el espacio de las dos escaleras de la edificación, al igual que se definen las columnas de la nueva estructura para tener una mejor concepción del espacio, se miden los muros en mampostería y cualquier detalle relevante para el modelo. Finalmente se procede a tener el plano en planta de la ubicación de muros y columnas, el cual se puede apreciar en la figura 10.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.



Figura 6 Vista de corredores desde patio interior



Figura 7 Vista Fachada Noroeste



Figura 8 Vista del corredor desde último piso



Figura 9 Vista Fachada Sur

Se observa en campo como las plantas superiores son muy similares en lo que respecta a la distribución de los muros, teniendo en cuenta que el tercer piso sigue siendo utilizado tanto como para salones como para oficinas, el último piso en su parte sur posee particiones livianas en el sector de oficinas, por lo que se omitirán los muros de mampostería que si se encontraban en los niveles inferiores; en el último piso también se encuentra un espacio abierto en la fachada noroeste que coincide con la salida del auditorio.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

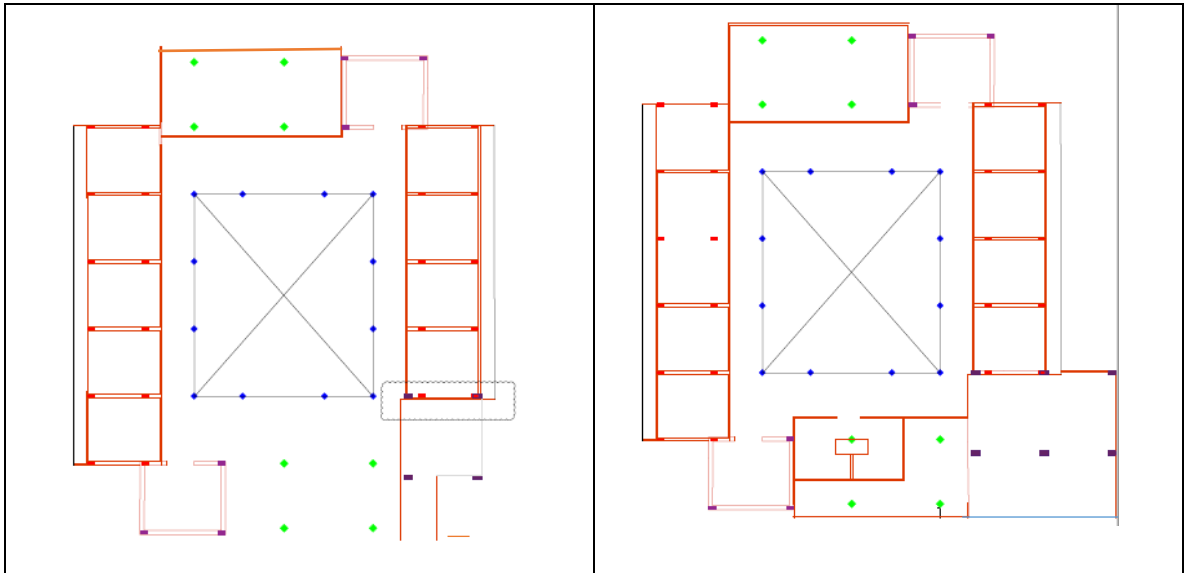


Figura 10 Plano de planta ubicación muros y columnas, primer piso (1zq.) y plano de planta segundo piso (Der.)

Hay que aclarar que la estructura que corresponde al auditorio y a parte de la biblioteca no será tenida en cuenta para el modelo, pues se considera como una estructura independiente, con sus respectivas juntas al momento de su construcción. De igual manera cabe resaltar que las fachadas norte y sur, presentan muros muy pequeños con grandes ventanales, los cuales por motivos prácticos no se tendrán en cuenta dentro del modelo, pero que sí podrían llegar a afectar en algún punto su respuesta sísmica, por lo que se tratará de incluirlos en un desarrollo posterior.

Los diferentes elementos que componen la estructura se observan en buen estado, las columnas no presentan fisuras visibles, las vigas no presentan deflexiones representativas apreciables y los muros no presentan fisuras ni daños que puedan comprometer su integridad.

3.2.3 Propiedades de materiales

○ Mampostería

Debido a la incertidumbre generada por el desconocimiento de los procesos constructivos usados y al comportamiento mecánico no lineal de este tipo de materiales, se hace necesario el realizar ciertas hipótesis, esto con el fin de realizar un análisis basado en una teoría elástica, al igual que imponer restricciones que regularicen las estructuras para poder usar modelos plásticos simples.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El ladrillo presentado en la parte de fachadas y escaleras es conocido como caravista estructural (ver figura 11), el cual es usado en fachadas, en muros divisorios y como muro estructural, su ficha técnica se puede observar en el anexo 1.

Su masa unitaria indicada por el distribuidor Arcasa (2018) es de 2 kg/und, sus dimensiones son de 6x12x24 cm y su rendimiento hace 57 und/m², con lo que se puede determinar que el espesor recomendado de mezcla entre elementos dado por el fabricante es de 1 cm entre caras. Su resistencia a la compresión es de 35 MPa, sin embargo, no se usará este valor pues se denota un poco alto para los materiales de la fecha, para esto se usarán los valores que se tienen en la tabla 1.

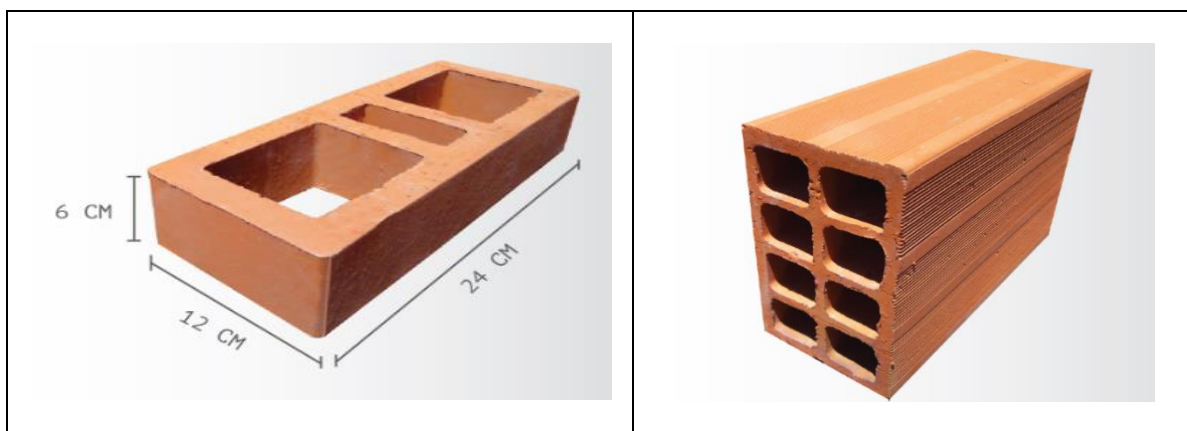


Figura 11 Ladrillo caravista estructural (Izq.) y bloque farol rayado (Der.). (Arcasa, 2018).

El elemento usado en los muros de la zona de los pasillos y salones es un ladrillo hueco, el cual se pudo observar luego de que se realizaran unas modificaciones en los salones de los primeros pisos, para efectos prácticos se usará una referencia similar, el bloque tipo farol rayado de perforación vertical, de dimensiones 10x20x30 cm, (Ver figura 11) su peso unitario es de 4.2 kg/und y su rendimiento es de 15.5 und/m², lo que deja un espacio de mortero de 1 cm entre sus caras. (Arcasa, 2018).

Ante la dificultad presentada para determinar con exactitud las propiedades de los materiales de la fecha de la construcción, y debido a que la importancia de conocer el comportamiento sísmico de estos elementos apenas se presentó poco después del primer código constructivo sismorresistente, se usarán algunos valores dados por Yamin, Garcia, Galeano, & Reyes, (1993), que con ensayos sencillos representaron las piezas de mampostería más usadas en el país en los años 80 y 90. A pesar de la relativa sencillez de estos ensayos, se usarán los valores encontrados de resistencia a compresión de las unidades, al igual que sus respectivas correlaciones en resistencia a cortante y módulo de elasticidad; para determinar el comportamiento de los muros como tal, se usarán

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

metodologías más completas, las cuales serán presentadas más adelante cuando se analicen los muros dentro del modelo matemático.

Se tiene pues que, dadas las resistencias a compresión, se generan las siguientes correlaciones (Yamin et al. 1993):

$$f'm = 0.5 f'p$$

Siendo, $f'm$ un aproximado lineal de la resistencia a compresión de la mampostería, y $f'p$ la resistencia de las unidades individuales, en cuanto al módulo de elasticidad (E_m) para cargas de corta duración, tales como las generadas en sismos se tiene:

$$E_m = 600 f'p$$

En cuanto a la resistencia al cortante de diseño V_u , se debe tener en cuenta que, al ser un muro sin refuerzo, la resistencia a cortante del muro será únicamente la resistencia de cortante nominal de la mampostería, se presenta la siguiente relación:

$$f'v = \frac{1}{6} \sqrt{f'm}$$

Las propiedades de las unidades de mampostería que se tratarán dentro del modelo se presentan en la tabla 1.

Tabla 1 Propiedades mecánicas mampostería

Tipo de unidad	$f'p$ [MPa]	$f'm$ [MPa]	E_m (MPa)	$f'v$ (MPa)
Bloque Farol	4.00	2.00	1200.00	0.24
Estructural	17.50	8.75	5250.00	0.49

○ **Concretos**

El elemento principal en la estructura es el concreto, tanto las vigas, las columnas y las losas de entrepiso se desarrollaron en este material, un proyecto realizado por estudiantes de Ingeniería Civil de la EIA, presenta los resultados de resistencia a la compresión de columnas y vigas dados por un ensayo de esclerómetro, tal como lo indica la NTC 3692 este no es un método que indique una resistencia adecuada del concreto, sino que se usa más bien para determinar cuándo un concreto es pobre, o se encuentra deteriorado.

Por norma lo que se debería haber realizado es una toma de muestras de núcleos de los diferentes elementos de la estructura, sin embargo, por efectos prácticos, se tomarán las resistencias dadas por el ensayo del esclerómetro, y se tratará de analizar el comportamiento de los diferentes tipos de elementos ensayados, al igual que se ajustarán los datos en un intervalo dado por la normativa, que indica que los valores que se

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

encuentren por encima o por debajo en 7 unidades de la media de 10 valores diferentes, deben ser descartados (Strukts, 2012).

El ensayo realizado en la edificación tomó para cada piso 7 columnas, de las cuales se tomaron en 3 regiones diferentes del elemento, 10 muestras por cada cara visible del mismo, es decir por columna se tienen 30 datos; estos datos fueron ajustados siguiendo el procedimiento dado por la norma, las gráficas de los resultados se presentan en la figura 12.

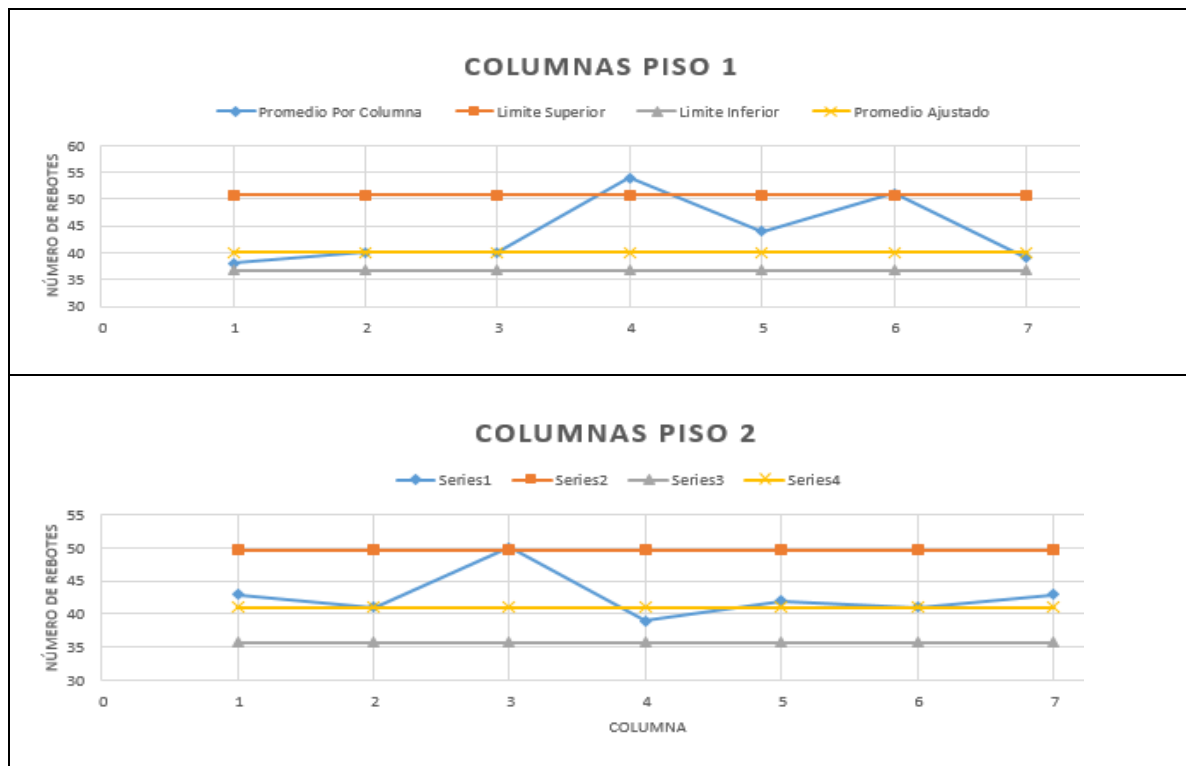


Figura 12 Resultados ensayo de esclerómetro en columnas

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

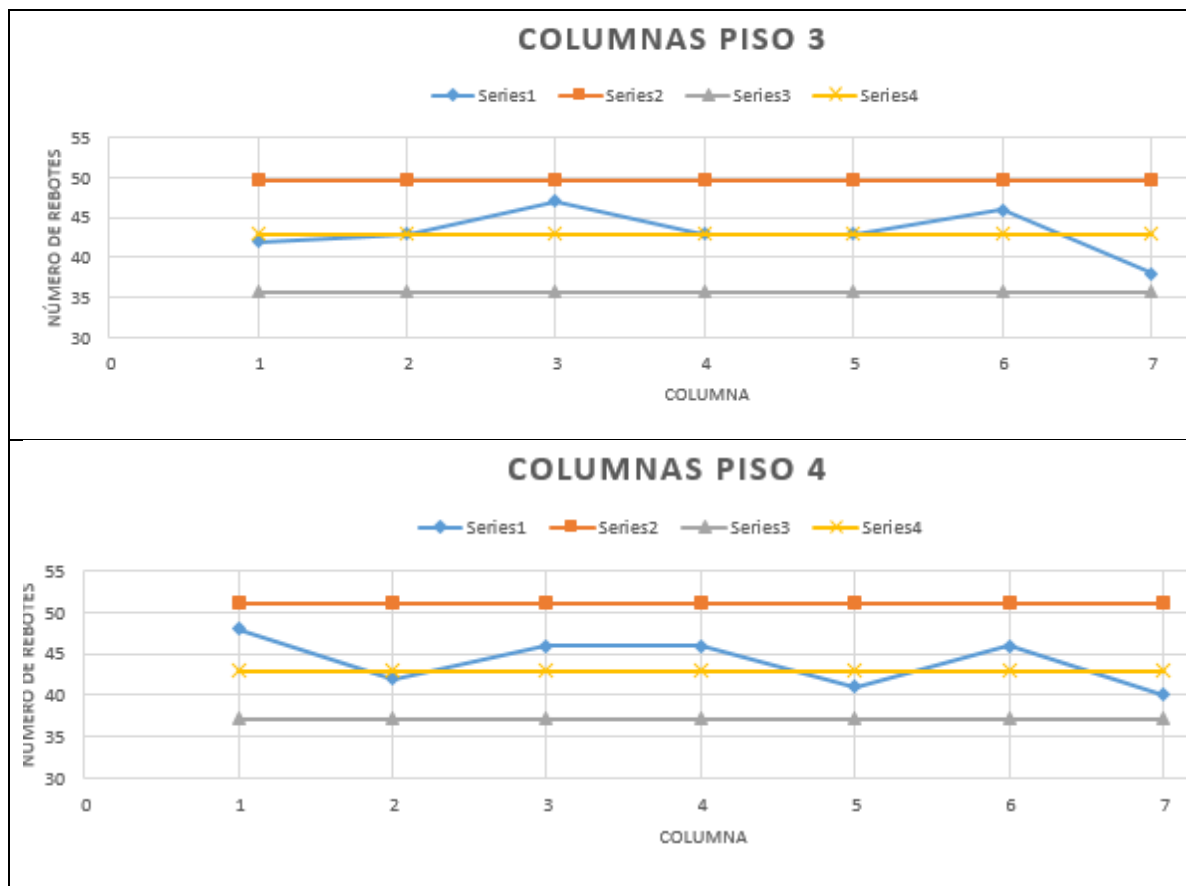


Figura 12 Resultados ensayo de esclerómetro en columnas

Se ve como existen algunos valores que sobrepasan los límites establecidos, por lo que se procede a descartar estos del análisis, y se realiza un nuevo promedio, tal como se puede observar en la tabla 2.

Tabla 2 Promedio de golpes ajustado en columnas con Martillo Schmidt

Piso	Promedio de Golpes Ajustado En Columnas
1	40
2	41
3	43
4	43

Para las vigas el procedimiento realizado fue similar, se tomaron 2 vigas de cada losa de entrepiso, y se midieron 10 golpes en 3 sectores de estas, lo que da un total de 30 resultados. Posteriormente se convierten el número de golpes a la resistencia a compresión ajustada, gracias a la siguiente gráfica dada por el proveedor del equipo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

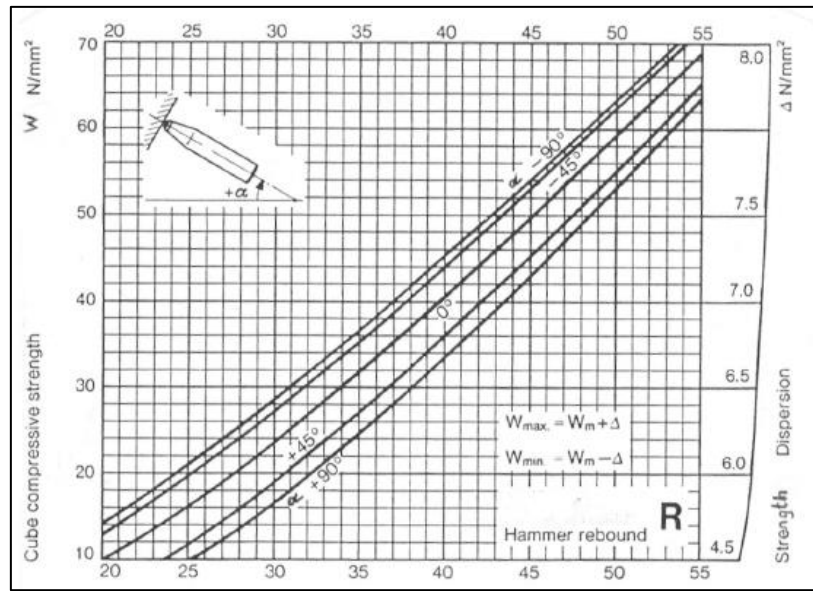


Figura 13 Relación número de golpes y resistencia para martillo de rebote. (Strukts, 2012)

Una vez analizados todos los datos se tienen los siguientes resultados:

Tabla 3 Resistencia de concretos

Piso	Columnas	Vigas
	$f'c$ promedio [MPa]	$f'c$ promedio [MPa]
1	47.0	N/A
2	45.0	38.0
3	46.0	37.0
4	47.0	38.0

Siendo $f'c$ promedio la resistencia a compresión de los diferentes elementos obtenida a través del ensayo del esclerómetro se observan los altos valores dados en las resistencias, sin embargo, al no tener más datos se usarán estos dentro de todos los modelos.

El módulo de elasticidad $[E_c]$ de estos concretos se tomará como lo indica la NSR-10 en su título C para concretos de densidades normales en su capítulo C.8.5.1:

$$E_c = 3900\sqrt{f'c}$$

Por lo que se tiene que para columnas es aproximadamente 27000 MPa, mientras que para las vigas sería de aproximadamente 24000 MPa.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

○ **Acero de refuerzo**

El acero de refuerzo es un material que genera cierta incertidumbre dentro de la estructura, al haberse diseñado en los años previos a la implementación del primer código colombiano de construcciones sismo resistentes, por lo que se definirá el acero para que la estructura resista sus cargas verticales y un mínimo de refuerzo ante cargas horizontales.

Las características del acero se tomarán según lo indica la normativa actual por efectos prácticos, es decir, se usarán las especificaciones dadas en la NTC 2289, con una resistencia a la fluencia mínima de 420 MPa y un módulo de elasticidad de 200 GPa, siguiendo los estándares de dimensiones, resistencias y pesos indicados en la misma.

○ **Otros**

Los demás elementos que no reciben directamente las cargas de la estructura, pero que si se ven afectados por aceleraciones o fuerzas horizontales también deben ser tenidos en cuenta, según la NSR-10, estos incluyen acabados arquitectónicos, instalaciones eléctricas, de gas e hidráulicas, estanterías y elementos decorativos, tal como lo indica en su capítulo A.9.1, sin embargo, por razones prácticas y por las limitaciones de tiempo y de conocimiento de estos elementos en la edificación, solo se mencionarán, y sus respectivas contribuciones de carga serán incluidos, más no se incluirán como tal en el modelo matemático.

- Cubiertas: estos se pueden dividir en dos tipos, la parte norte y sur de la edificación presentan una cubierta ligera de zinc a dos aguas, estas cubren todo el sector de los salones en el costado norte y de oficinas en el sur. Los costados este y oeste presentan un tipo de teja de barro, a una sola luz, que normalmente absorben parte del agua lluvia y los vuelve más pesados.
- Ventanas: las fachadas norte y sur, presentan grandes ventanales en sus 4 pisos, sostenidos por muros de 0.9 m en ladrillo tipo estructural, dentro del modelo los vidrios no serán tomados en cuenta, por lo que la rigidez que aportan los muros que los sostienen no serán tomados en cuenta por las limitaciones del proyecto. De igual manera cabe destacar que estos muros van de lado a lado de un panel de columnas, por lo que se recomendaría en trabajos posteriores analizar el caso de columnas cortas.
- Puertas: las puertas que más destacan son las que dan acceso a los salones en los muros del corredor principal, estas son de un material laminado asimilando madera, y son de un tamaño considerable en comparación al muro, esto posiblemente pueda tener un efecto negativo que normalmente no se considera en los diseños estructurales de los muros y la estructura como tal, al generar un punto donde el muro no trabaja como un solo elemento, sino que se ve interrumpido por estos, este efecto sin embargo, no se verá incluido en los cálculos, por lo que lo recomendable es que se trabaje en proyectos futuros.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.2.4 Elementos del modelo estructural

○ Muros

Dentro de la edificación se pueden apreciar tres tipos de muros, sus propiedades serán analizados en el capítulo 3.3.1, sin embargo, para poder ingresarlas dentro del modelo se constituyeron tres clases de elementos, que en el modelo se conocerán como elementos tipo *infill*, para simular la estructura más precisamente que al tener solo un tipo de elemento. La diferencia de estos muros es tanto su altura, como su composición y su labor dentro de la estructura, estos son:

- Muro típico: estos comprenden gran parte de la estructura, se componen de un ladrillo tipo caravista estructural, color terracota, y liso en sus cuatro caras, este tipo de muro se encuentra a la vista, con una colocación conocida como en soga o de canto, donde los costados del muro se forman por las sogas del ladrillo, es decir su parte más larga, y reposa sobre su zona con mayor superficie. La altura de estos muros depende del lugar donde se vean colocados, sin embargo, su altura casi siempre va desde el nivel de piso terminado hasta la placa superior.
- Muro en pasillo: estos muros se encuentran en todos los corredores, conforman un solo muro de gran longitud, como se puede apreciar en los planos mostrados anteriormente, estos poseen una altura de 2.15 m, con una viga de amarre en su parte superior de 0.45 m de alto por el ancho del muro, que se encuentra recubierta por una estructura liviana para dar un acabado arquitectónico, lo que deja un espacio entre la losa superior y la cara superior de la viga de aproximadamente 0.5 m para la ventilación y el ingreso de luz de los salones.
- Muro en escaleras: estos muros son especialmente interesantes, debido a que se componen de hasta tres hileras de bloque en soga, al igual que el muro típico son bloques caravista estructural, estos muros esconden lo que serían las columnas portantes de la parte de la escalera, las cuales se pueden apreciar en el subnivel que presenta la edificación. Se encuentran en los extremos noroeste y sur este, la configuración espacial de estos es muy similar lo que hace que la estructura tenga una simetría tanto estructural como arquitectónica de manera diagonal. Cabe resaltar la gran entrada que poseen las escaleras, con un espacio hueco el cual se integrará al modelo para tener un modelo más ajustado a la realidad.

Smyrou et al., (2011) reconoce el uso de significativamente muchos valores para poder llegar al detalle que se requiere del modelo matemático, sin embargo, esta información en este caso es muy difícil de obtener, por lo que propone asumir ciertos parámetros o basarse en referencias existentes de investigaciones similares, que obtuvieron estos valores tras la calibración de datos experimentales. Para el ingreso de los parámetros de proporcionalidad al programa de modelación, se usarán los rangos de valores propuestos por Blandón U., (2005), dados en la tabla 4.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 4 Parámetros de proporcionalidad (Blandón, 2005)

Parameter	Default Value	Variation Range (suggested)	Variation Range (Limit)
γ_{un}	1.70	1.5 – 2.5	≥ 1
α_{te}	0.20	0.2 – 0.4	≥ 0
α_{ch}	0.35	0.3 – 0.6	0.1 – 0.7
β_a	2.00	1.5 – 2.0	≥ 0
β_{ch}	0.60	0.6 – 0.7	0.5 – 0.9
γ_{phu}	0.60	0.5 – 0.7	0 – 1.0
γ_{plr}	1.10	1.1 – 1.5	≥ 1
e_{s1}	1.50	1.5 – 2.0	≥ 0
e_{s2}	1.00	1.0 – 1.5	≥ 0
Parameter	Default Value	Variation Range (suggested)	
γ_z	0.6	0.5 – 0.75	
α_z	1.4	1.4 – 1.65	

○ **Columnas**

Las columnas presentes en la estructura se dividen de igual manera en cuatro tipos, tal como se puede apreciar en la figura 14:

- Columnas centrales: son las que se encuentran en el interior de la estructura, y rodean el gran vano que posee la edificación, son en total 12 y van desde el nivel de suelo hasta la cubierta, se encuentran rotadas 45° con respecto al eje, miden 0.4 m x 0.4 m.
- Columnas externas: se encuentran ubicadas en el este y el oeste de la edificación, en total se tienen ocho columnas de este tipo, al igual que las centrales se encuentran rotadas 45° con respecto al eje, estas son un poco más grandes, siendo de 0.5 m x 0.5 m.
- Columnas de salones: se encuentran repartidas en la parte sur y norte, donde se encuentran los salones en los primeros pisos, en total son 22 columnas rectangulares, de 0.3 m x 0.6 m. Se encuentran alineadas con su eje, siendo el lado más largo paralelo a los muros divisorios de los salones.
- Columnas de escaleras: estas columnas son las que se encuentran en los espacios de las escaleras, no se encuentran a la vista sino en un subnivel usado como almacén, para efectos prácticos se supondrán iguales a las columnas de los salones

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

y su ubicación se supondrá en las esquinas del vano de las escaleras. En total en el modelo se consideraron seis columnas de este tipo.

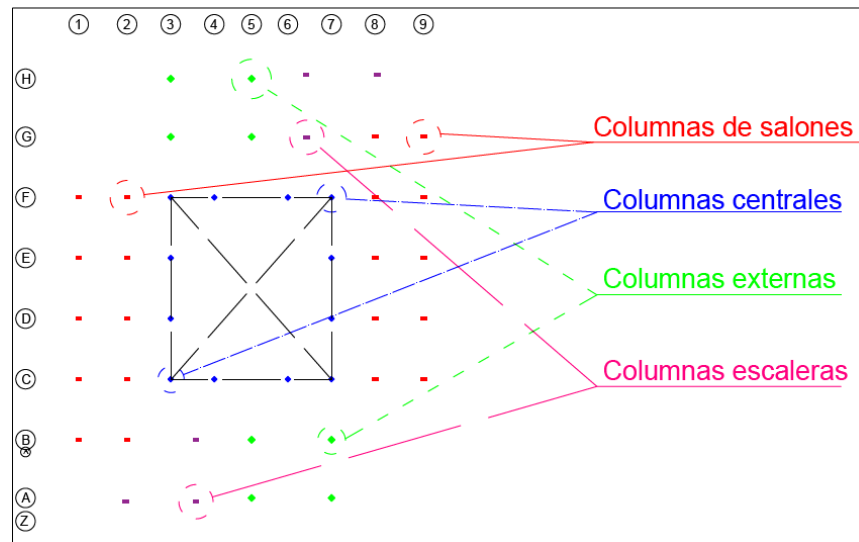


Figura 14 Vista en planta, ubicación columnas

○ Vigas

Se presentan dos tipos de vigas dentro de la estructura, la distribución espacial de estas vigas se puede apreciar en la figura 15:

- Vigas centrales: son las que conforman los pórticos que se aprecian alrededor del patio central, son las encargadas de repartir las cargas del corredor a las columnas centrales, tienen una altura de 0.9 m y un ancho de 0.3 m.
- Vigas internas: estas no se pueden apreciar debido al cielo falso que posee la edificación, sin embargo, se determina para efectos prácticos vigas de 0.6 m de alto por 0.3 m de ancho, esto pues el cielo falso se encuentra aproximadamente 0.3 m más elevado que la parte inferior de las vigas centrales.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

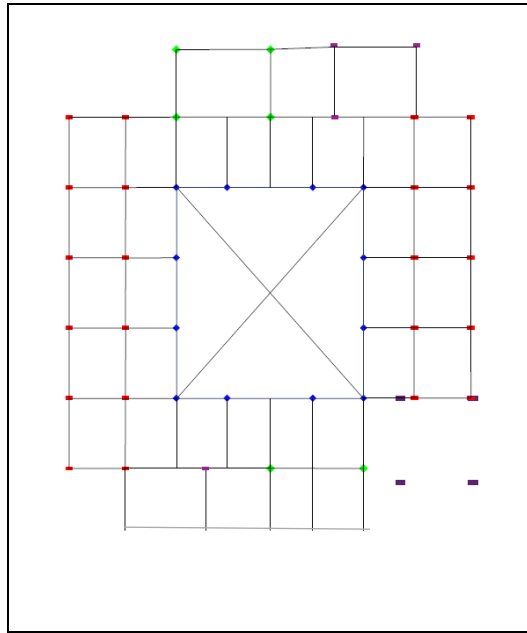


Figura 15 Distribución espacial de vigas

3.2.5 Determinación de cargas

○ Cargas gravitacionales

Las principales cargas que se tratarán, además del peso propio de la estructura, son aquellos relacionados al uso de la estructura, principalmente aquellas que se asumirán estén presentes en la estructura durante un tiempo fijo, y que no se espere que varíen mucho en el tiempo.

Las cargas gravitacionales, tal como lo indica la NSR-10 en su título B se pueden dividir en dos: cargas muertas (D) y cargas vivas (L). Al no tener un conocimiento exacto de las cargas utilizadas en el diseño original de la estructura, se procederá a utilizar aquellas cargas que indica la normativa colombiana para este tipo de edificaciones, teniendo en cuenta lo observado en las visitas de campo realizadas.

En cuanto a cargas muertas, principalmente se tiene el peso de elementos no estructurales, y que se consideran permanentes dentro de la estructura, tal como lo indica el subtítulo B.3.4 se tienen las siguientes cargas muertas de elementos no estructurales dadas por metro cuadrado.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 5 Cargas muertas no estructurales (AIS, 2010)

DL - No estructurales		
Tipo	Elemento	Carga [kN/m ²]
Cielo raso	Pañete en Yeso o Concreto	0.25
Relleno de piso	Concreto Con Escoria	0.02
Pisos	Baldosa cerámica sobre sobre 25 mm de mortero	1.1
Cubierta	Teja de arcilla incluyendo mortero	0.8

En la primera parte del proyecto, cuando se incluyen los elementos tipo infill dentro del análisis, el peso de estos ya se tiene en cuenta dentro del modelo matemático, sin embargo, para la segunda parte, se verá necesario el utilizar los siguientes valores, que, multiplicados por la altura del muro en cuestión, permitirán poseer una carga linealmente distribuida:

Tabla 6 Cargas muertas por muros (AIS, 2010)

DL - Muros no estructurales		
Tipo	Elemento	Carga [kN/m ²]
Muros	Mampostería hueca de arcilla pañetada de 15 cm	2.5
Muros	Mampostería maciza de arcilla sin pañetar 15 cm	2.9

En cuanto a cargas vivas, se consideran aquellas producidas por el uso y ocupación que tiene actualmente la edificación, al ser una edificación con usos netamente educativos, la NSR-10 propone cargas mínimas de 2.0 kN/m² en salones de clase, y de 5 kN/m² en corredores y escaleras, las cuales serán usadas para los dos modelos. En cuanto a la cubierta, la nota 1 de la tabla B.4.2.1-2 indica que no debe ser menor a la máxima utilizada en el resto de la edificación, es decir, la mayor que se tenga, por lo que será igualmente de 5 kN/m².

○ **Carga de viento**

Las cargas de viento se ven especificadas en el literal B.6 de la NSR-10, el cual indica que esta dependerá del grado de exposición, la importancia y la ubicación de los diferentes elementos. Del mapa de la figura B.6.5.1 se determina la velocidad básica para la zona donde se encuentra el proyecto. El verdadero valor de la velocidad del viento para la zona 33 m/s (120 km/h), cómo se definió previamente, la estructura se encuentra en el grupo III de importancia según el título A de la NSR-10, mientras que en el título B.6.5-1 se menciona que se tiene un factor de importancia diferente, al ser un edificio regular, y que no se encuentra en zonas de amenaza de huracanes o con vientos menores a 45 m/s, por lo que $I=1.15$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La categoría de exposición se escoge siendo ésta la categoría B ya que presenta las características de rugosidad de terreno tipo B. Este tipo de terreno es conocido por estar ubicado en zonas urbanas, en donde las edificaciones de sus alrededores son principalmente viviendas multifamiliares. Una vez que se haya escogido la categoría de exposición se continúa eligiendo el factor de ajuste de altura del edificio y exposición (λ). Este parámetro se elige además con la altura media del edificio. La altura media real del edificio será 15,60 m, pero se acerca al valor de la figura B.6.4-2 de 15,00 m, y con el grado de exposición B, se toma un valor de $\lambda=1,16$.

Se prosigue a darle un valor al parámetro K_{zt} , es decir al factor topográfico. Para esto se necesita un cambio de altura para poder seguir el análisis descrito en la normativa. Sin embargo, el terreno se puede asimilar como un terreno plano por lo que el valor de K_{zt} sería 1,00.

El área que recibe la carga se considerará como un revestimiento. Por lo tanto, la fórmula aplicada para encontrar la presión por viento será, según la norma NSR-10:

$$P_s = \lambda * K_{zt} * I * P_{net10}$$

Dónde P_s , es la carga ejercida en la estructura tanto por succión como por presión, esta depende del factor P_{net10} , el cual representa la presión neta de diseño a 10 m del suelo. Teniendo en cuenta que lo que se busca es encontrar la presión en el muro, gracias a la figura B.6.4-3 se posee un P_{net10} de 0.41 kN/m².

Por lo tanto, la presión ejercida por el viento es:

$$P_s = 1,16 * 1,00 * 1,15 * 0.41 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = 0.55 \text{ kN/m}^2$$

○ **Carga sísmica**

Lo primero es determinar los parámetros de aceleración pico efectiva A_a y la velocidad pico efectiva A_v para la región que se trata, estos se pueden observar en la tabla A.2.3-2 en el cual se indica que para la ciudad de Medellín A_a equivale a 0.15 y A_v equivale a 0.2.

Luego, según los valores que se acaban de obtener se definen los coeficientes de amplificación de la onda con respecto a la roca según el tipo de suelo que se tenga, como no se conocen los valores de los suelos dentro de los planos se usará el documento desarrollado por el Área Metropolitana sobre microzonificación sísmica del Valle de Aburra, esto para generar un aproximado.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El área metropolitana presenta en este documento diversos resultados de ensayos Down Hole en la zona de Envigado, debido al poco conocimiento y a la antigüedad de la mayoría de las edificaciones que se encuentran alrededor del sitio que nos interesa, se utilizará entonces un ensayo realizado en Margen izquierda de la quebrada Zúñiga; en este sitio las velocidades encontradas son del rango de 190 m/s, lo que nos relaciona según la NSR.10 en su título A un perfil de suelos tipo D. Lo que indica factores de Fa de 1.5 y un valor de Fv de 2.0.

En resumen, para la determinación del espectro de aceleraciones generado por la norma, se tiene:

Tabla 7 Coeficientes de amenaza y de efecto de sitio de la estructura dadas en la NSR-10

Municipio	Medellín
Aa	0.15
Av	0.2
Tipo de suelo	D
Fa	1.5
Fv	2
I	1.25

Ajustando los valores y siguiendo el procedimiento dado por la figura A.2.6-1 de la NSR-10, se completa el espectro elástico de aceleraciones de diseño, dado como fracción de la gravedad; este luego será ingresado al programa Seismostruct para el análisis de la estructura, tal como se observa en la figura 16.

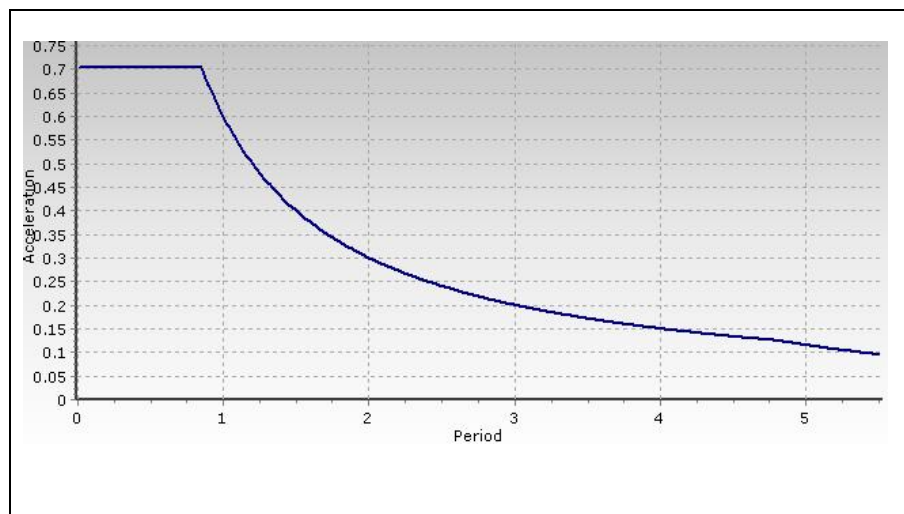


Figura 16 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones NSR-10

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.3 DESARROLLO DEL MODELO ESTRUCTURAL INCLUYENDO MUROS

3.3.1 Desarrollo del modelo

Lo primero en cualquier modelo es definir las variables que deben ser ingresadas al programa, tales como las demandas sísmicas y gravitacionales, el ancho de los elementos, la configuración espacial de la estructura, los efectos de la dirección en la aplicación de la fuerza sísmica, variaciones en fuerzas axiales en elementos verticales debido a las cargas sísmicas, entre otros.

Las variables que fueron ingresadas al modelo se pueden apreciar en los capítulos 3.2.3 para los materiales, 3.2.4 para los tipos de elementos, posteriormente se discutirán las cargas, y efectos de sitio que afectan la estructura. A continuación, se indicará el procedimiento realizado en el programa Seismostruct, para la realización de los modelos.

- **Ajuste de las propiedades de materiales al modelo**

Las propiedades de los materiales se ingresan tal y como se describieron en los capítulos anteriores, para efectos prácticos se usará un solo tipo de concreto en columnas de 46 MPa, con una resistencia a la tracción de 4 MPa; y para las vigas se usará un concreto de 38 MPa, con una resistencia a la tracción de 3.2 MPa, ambos concretos con un peso específico de 24 kN/m³; sus respectivas curvas de esfuerzo – deformación, realizadas por el programa Seismostruct se pueden apreciar a continuación.

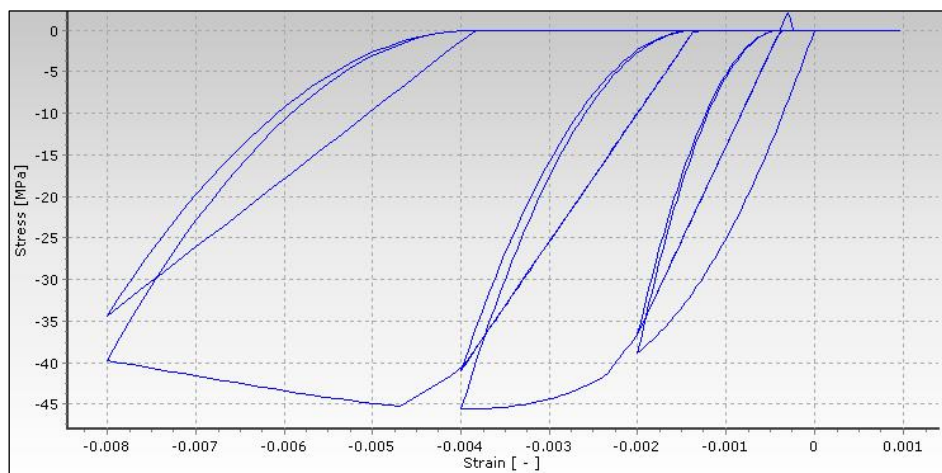


Figura 17 Curva de esfuerzo-deformación concreto de 38 MPa

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

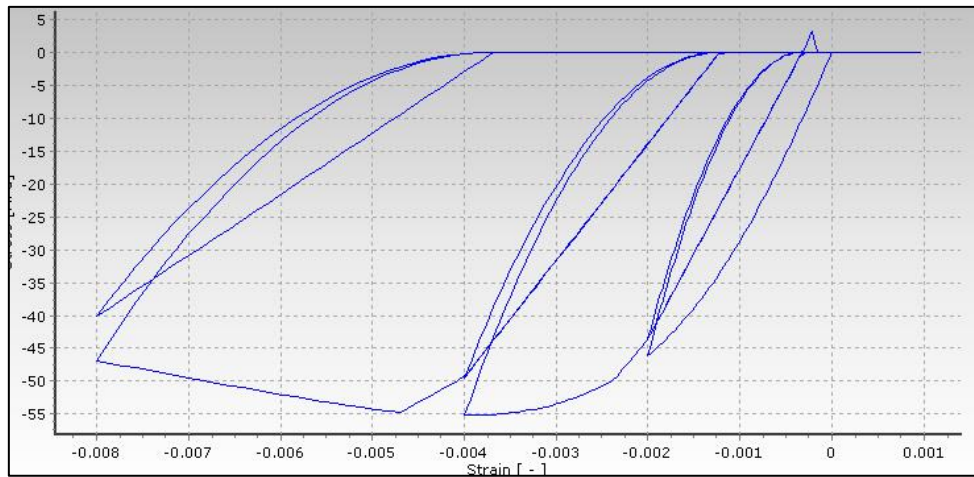


Figura 18 Curva esfuerzo-deformación concreto de 46 MPa

Para la configuración del acero, el programa Seismostruct (Seismosoft, 2013) permite realizar una caracterización relativamente sencilla de este material, al hacer que el material permanezca con un comportamiento elástico durante todas las etapas de carga, debido a que el análisis se mantendrá siguiendo un modelo lineal, las propiedades requeridas se aprecian en la figura 19, y su respectiva gráfica de esfuerzo-deformación e la figura 20.

Material Properties	
Modulus of elasticity (kPa)	2.0000E+008
Yield strength (kPa)	420000.00
Strain hardening parameter (-)	0.005
Fracture/buckling strain (-)	0.10
Specific weight (kN/m ³)	78.00

Figura 19 Propiedades del acero de refuerzo.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

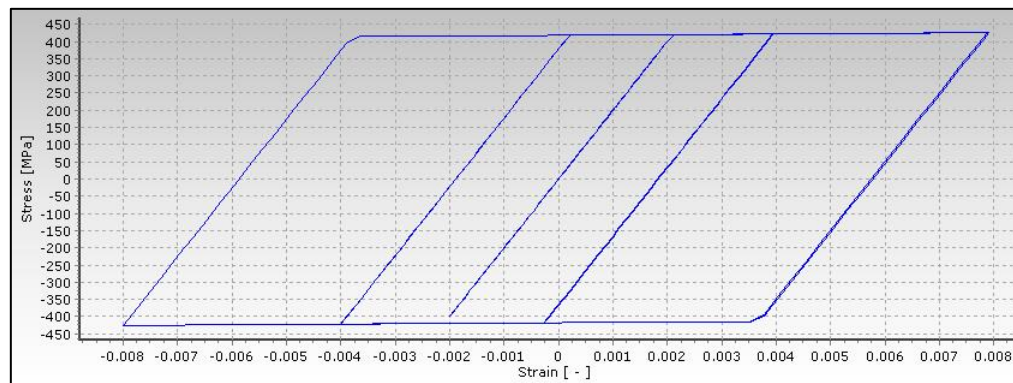


Figura 20 Curva esfuerzo-deformación de acero de refuerzo

○ Características espaciales

Los elementos que conforman los pórticos, tales como columnas y vigas, se introducen como Elementos tipo Pórtico con un comportamiento inelástico basado en fuerzas, debido a que son un poco más precisos que los elementos con comportamiento elástico, y que muestran un denominado, análisis basado en fibras, que representan el comportamiento de las secciones transversales, por lo que permiten modelar las no linealidades de los elementos. Cabe notar que los parámetros de la curva histerética se calculan automáticamente dentro del programa, de igual manera se puede definir el amortiguamiento de cada elemento aparte del de la estructura completa, esto último se decidió no realizar debido a que lo que se busca en este análisis es determinar el comportamiento global y no el específico.

Posteriormente, se generan las restricciones de movilidad al suponer las columnas empotradas al nivel de suelo, luego se ajustarán los parámetros que definirán los suelos, basados en ensayos hechos en las inmediaciones del edificio.

Como se indica en el capítulo 1.3.4, se generan diafragmas completamente rígidos sobre el plano XY en la ubicación de las losas, asumiendo un nodo maestro, que obligará a los demás nodos que se encuentren unidos al mismo diafragma a mantener su posición relativa ante rotaciones y desplazamientos. Ante la dificultad de generar un solo diafragma por piso, debido a la configuración estructural de planta atípica, se realizarán diversos diafragmas, tratando de ajustar los nodos de manera que los nodos en una losa dada se comporten similar; para que la respuesta no se vea afectada se asegura que los diferentes diafragmas compartan uno o más nodo entre ellos, de manera que todo el piso se comporte como un solo elemento.

Cómo se mencionó en el capítulo 3.2.4 los muros se desarrollarán como elementos tipo infill, con las propiedades mencionadas anteriormente, se poseen entonces tres tipos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

diferentes de muros, que se verán ubicados de tal manera que los cuatro nodos principales se presenten en un mismo plano. Tal como lo presenta Blandón U., (2005) valores admisibles, y obtenidos en investigaciones, para tener en cuenta dentro de este análisis son:

- $T_o = 0.41 \text{ MPa}$ $\mu = 0.70.$
- $\epsilon'_m: 0.002$ $\gamma_{un}: 2.0$ $\alpha_s: 1.50$
- $\epsilon_{ul}: 0.02$ $\alpha_{re}: 1.5$ $h_z: 0.15 \text{ m}$
- $A_{ms1}: 0.10 \text{ m}^2$ $A_{ms2} 0.07 \text{ m}^2$ $t_w: 0.09 \text{ m}$
- $\epsilon_{cl}: 0.002$ $\gamma_s: 0.5$

donde:

T_o es la fuerza inicial del enlace

μ es el coeficiente de fricción entre el muro y el pórtico.

ϵ'_m : es la tensión al momento de mayor esfuerzo.

ϵ_{ul} : es el esfuerzo último que presenta la curva de cortantes

γ_{un} : módulo de descarga como proporción del módulo elástico inicial definido para el muro E_{mo} .

α_s : este factor es proporcional a la rigidez del muro que se ve asignada a el resorte de cortante.

α_{re} : predecir la tracción en la cual los ciclos de carga se encuentran con la envolvente

h_z : porcentaje de la altura del muro, relaciona la distancia entre los nodos internos y tipo dummy.

γ_s : rigidez proporcional asignada a cortante

Los valores de los módulos y las fuerzas presentados en la tabla 1, se conservarán debido a la no homogeneidad de materiales usados en esta construcción en específico y a las características especiales que posee.

El modelo con muros en 3D desarrollado en el programa Seismostruct se puede apreciar en la figura 21.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

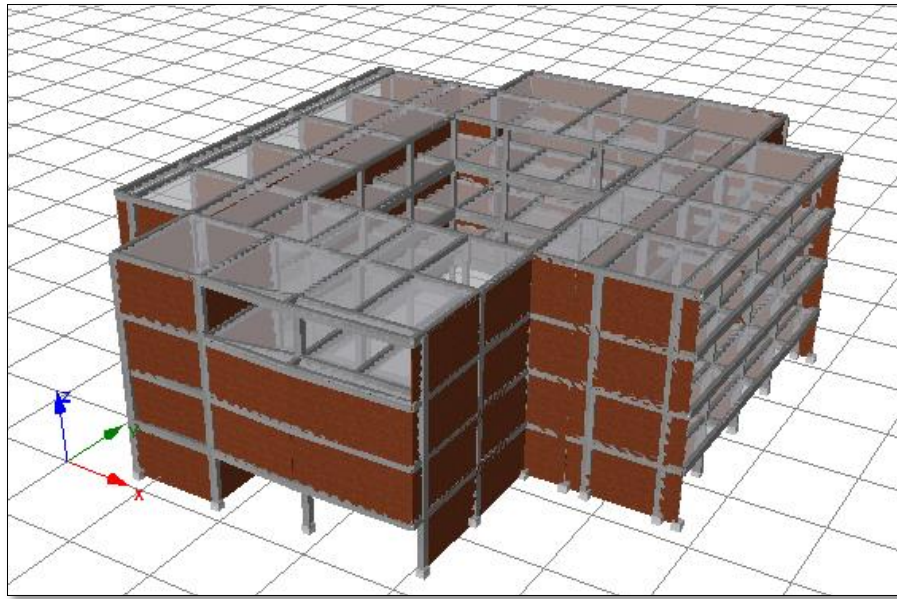


Figura 21 Modelo de la edificación

○ **Corrección modos de vibración**

La corrección de los modos de vibración se hace gracias a un proyecto del grupo de investigación SITE de la Universidad EIA (Grupo SITE, 2015) realizado en la edificación principal; este fue desarrollado con el fin de evaluar el comportamiento de la estructura ante las vibraciones ambientales producidas en un día concreto, para así conocer un poco más su posible respuesta ante un sismo de diseño.

Este estudio muestra todo el proceso de conversión desde las mediciones de aceleraciones hechas en campo en los diferentes niveles de la estructura en las direcciones este-oeste y norte-sur, la revisión de estos registros y su clasificación, de modo que se tuviesen las frecuencias que idealmente identificarían los modos de vibración natural de la estructura; posteriormente realizó un filtrado de las ondas, para luego realizar la conversión de las unidades, de voltios [v] a aceleraciones expresadas como fracciones de gravedad [g]; al descomponer las frecuencias obtenidas para obtener las densidades espectrales que usaron para la identificación modal de la edificación.

Luego de un análisis estadístico y de correlaciones de los datos de los diferentes pisos, el grupo obtuvo las frecuencias predominantes tanto de traslación como de torsión de la estructura; el resultado se observa en la tabla 8.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 8 Frecuencias base de la estructura mediante análisis de vibraciones ambientales (Grupo SITE, 2015)

Modo de vibración	Frecuencia base (Hz)
Traslacional Este-Oeste	2.87
Torsional	3.11
Traslacional Norte-Sur	3.89
Torsional	4.24

De igual forma calcularon un análisis de correlaciones de cada modo mediante la transformada inversa de Fourier, con el fin de determinar el amortiguamiento promedio de cada modo de vibración y posteriormente calcular la frecuencia no amortiguada, tal como se puede ver en la tabla 9.

Tabla 9 Frecuencias corregidas, amortiguamientos y periodos de la estructura mediante vibraciones ambientales (Grupo SITE, 2015)

Modo de Vibración	Frecuencia corregida (Hz)	Amortiguamiento (%)	Periodo (segundos)
Traslacional Este-Oeste	2.89	1.34	0.346
Torsional	3.11	0.91	0.322
Traslacional Norte-Sur	3.89	2.25	0.258
Torsional	4.31	1.26	0.232

Estos resultados se compararán con los resultados obtenidos del modelo matemático mediante un análisis tipo Eigenvalue, o análisis modal. Para esto se definen el modo de análisis como un algoritmo de Lanczos (Seismosoft, 2013) inicialmente con un número de Eigenvalues de 10, y un número máximo de 50 pasos para buscar convergencias.

El resultado fue satisfactorio, se presentan a continuación los primeros diez modos de la estructura incluyendo los muros:

Tabla 10 Periodos modales y frecuencias obtenidos analíticamente (Modelo con Muros)

MODO	Periodo (segundos)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia angular (rad/seg)
1	0.403	2.482	15.597
2	0.324	3.087	19.395
3	0.255	3.921	24.637
4	0.143	7.017	44.092
5	0.117	8.560	53.785
6	0.096	10.446	65.636
7	0.094	10.658	66.967

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8	0.089	11.236	70.595
9	0.081	12.286	77.196
10	0.078	12.750	80.112

Se puede observar el gran parecido que se encuentran en los primeros 3 modos principales, comparando el periodo fundamental dado por la NSR-10 en su literal A.4.2.2. donde una aproximación aproximada viene dada por:

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Donde C_t y α se tienen de la tabla 11 dependiendo del tipo de sistema estructural que se tenga, tal como se puede apreciar a continuación:

Tabla 11 Valores para periodo aproximado de la estructura (AIS, 2010)

Sistema Estructural	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.	0.049	0.75

Se usarán estos dos, pues representan en parte una aproximación al análisis que se desarrollará sobre la comparación entre el pórtico vacío y el pórtico con los muros.

Se tiene pues que el periodo dado, para una altura h de 15.6 m, para la estructura sin muros se tiene un **periodo aproximado de 0.38 segundos**; el cual se ve muy cercano al encontrado mediante el modelo analítico, de igual manera los tres primeros modos de vibración son muy similares, tal como se observa en la figura 22 (#1, #2; #3) con los resultados obtenidos por el grupo de investigación, sin embargo, el cuarto modo analítico presenta inconsistencias con el cuarto modo obtenido experimentalmente, para efectos prácticos no supondrá un gran impedimento, pues no se espera que el modo #4 experimental active mucha masa modal al analizar desplazamientos, teniendo en cuenta que es un movimiento de rotación, en caso de llegar a presentarse fuerzas de rotación excesivas más adelantes se indagará el efecto.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

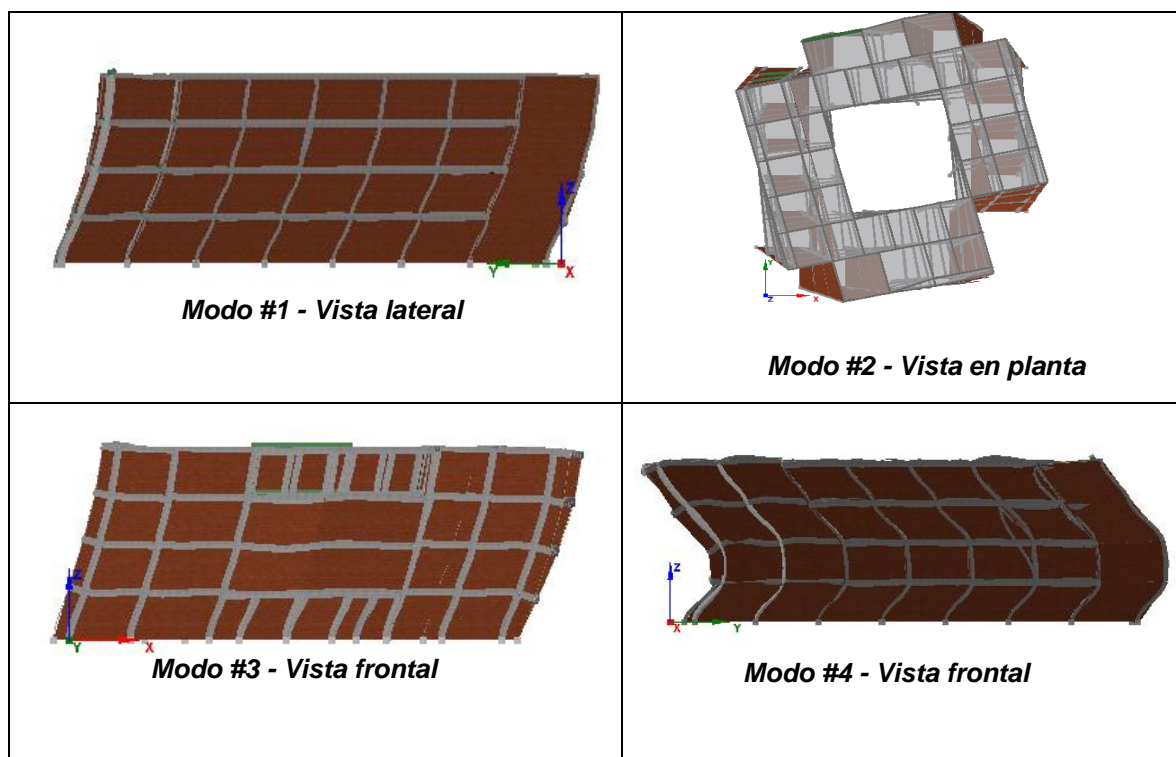


Figura 22 Principales modos de vibración de la estructura con muros

Se procede a analizar entonces el porcentaje de masa modal activado por modo. Para una masa total de **2518 ton**, se tiene en términos de desplazamientos en las direcciones X y Y, y rotaciones en Z, los resultados obtenidos por Seismostruct se pueden observar en la tabla 12.

Tabla 12 Porcentaje Masa Modal Activada en modelo con muros

Modo	Periodo (Seg)	Porcentaje masa modal activado					
		Ux (Ind.)	Ux (Acum.)	Uy (Ind.)	Uy (Acum.)	Rz (Ind.)	Rz (Acum.)
1	0.402	0.03%	0.03%	87.90%	87.90%	0.81%	0.81%
2	0.324	2.40%	2.42%	0.86%	88.75%	86.02%	86.83%
3	0.255	84.14%	86.57%	0.00%	88.75%	2.13%	88.96%
4	0.142	0.00%	86.57%	8.48%	97.24%	0.09%	89.05%
5	0.117	0.28%	86.85%	0.08%	97.32%	7.69%	96.74%
6	0.096	9.47%	96.31%	0.01%	97.32%	0.48%	97.22%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Como se puede observar, los modos que predominan en dirección X son los modos 3 y 6, mientras que los que predominan en Y son el 1 y el 4, para el caso de rotación en Z es de 2 y 5.

3.3.2 Análisis modal espectral

Se procede en esta etapa a correr el análisis de respuesta espectral, para esto se analizarán dos casos de carga, en donde se consideraban las cargas gravitacionales, y se consideran como lo proponen algunos autores, el que las fuerzas sísmicas se presenten al 100% en una dirección y 30% en la otra al mismo tiempo, por lo que se tiene:

$$\text{Caso 1: } G + Q \pm EX \pm 0.3EY$$

$$\text{Caso 2: } G + Q \pm 0.3EX \pm EY$$

Siendo, G+Q las cargas estáticas aplicadas a la estructura, ajustadas con un factor de carga, según el nivel de conocimiento que se tenga, se escoge debido a la antigüedad e incertidumbres que aún se tienen sobre la estructura, un Factor de Confianza de 1.35, que indica que la simulación se realizó bajo prácticas e inspecciones in situ, y con valores de materiales obtenidos de estándares y ensayos de propiedades limitados.

El valor de amortiguamiento inherente global de la estructura se supondrá del 5% tal como se definió en el espectro de aceleraciones, tomado de la NSR-10, debido a que los valores presentados sobre amortiguamiento son individuales, al igual que se muestran un poco bajos, casi menos de 2% para una estructura de concreto, de igual manera este no afectará en gran medida los resultados debido a que no se trabajará con cargas cíclicas dentro del modelo, sino con aquellas dadas por el espectro de respuesta del sismo de diseño.

○ Estimación de desplazamientos y derivas de entrepiso

Con el modelo lo que se busca es encontrar los desplazamientos horizontales de la estructura a manera de determinar si se cumplen las normas de diseño actuales. Al no tener una consideración de irregularidad en planta que requiera consideraciones adicionales se empleará la que indica la NSR-10 en su literal A.6.4. del 1%.

El análisis completo de las derivas se analizará en el próximo capítulo cuando se obtengan las derivas que se presentan ante el caso de la estructura sin muros de mampostería no estructurales para poder realizar la comparación.

○ Estimación y análisis de fuerzas internas

Cabe notar que se ajustará el modelo para no cargar los elementos tipo *infill* sino hasta después que se apliquen las cargas gravitacionales iniciales, esto se hará debido a que se supone estas son resistidas por los elementos estructurales, debido al proceso constructivo común, en el cual se construyen al último momento los muros, por lo que la mayor parte de

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

cargas verticales no deben ser resistidas por este tipo de elemento; de igual manera se debe recordar que lo buscado en este análisis es ver la respuesta completa del edificio, por lo que este segmento sobre fuerzas internas se desarrollará brevemente.

Se escogerán cuatro columnas al azar, para evaluar su comportamiento, antes y después de la remoción de los muros para poder compararlas, se escogerá una columna de cada tipo, en diferentes partes de la edificación. Las columnas referidas serán las ubicadas en los nodos: H3 (columna externa), F6 (Columna interna), E9 (columna de salón) y A2 (Columna de escalera). Se determinan las fuerzas axiales (F), los cortantes en el eje X (V2), cortantes en eje Y (V3), y finalmente los Momentos. Se poseen los siguientes datos:

Tabla 13 Fuerzas axiales, cortantes y momentos internos en columnas (Análisis con muros)

Muros X+0.3Y								
Nodo	Nombre	Piso	Valor	F [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kN-m]	M3 [kN-m]
A2	Col_Esc1*	1	Max	908.21	19.21	25.71	-11.72	36.79
		1	Min	833.65	13.11	5.64	-49.60	26.10
H3	Col_Ext1**	2	Max	532.41	32.02	19.29	-0.25	63.33
		2	Min	483.79	15.52	-1.27	-36.14	34.56
E9	Col_Sal12**	2	Max	688.45	31.79	3.60	8.34	63.47
		2	Min	681.72	28.18	-4.64	-7.25	56.98
F6	Col_Cent3*	1	Max	737.73	-15.68	12.12	-5.77	-31.86
		1	Min	721.41	-25.95	2.39	-23.17	-50.34
Muros 0.3X+Y								
Nodo	Nombre	Piso	Valor	F	V2	V3	M2	M3
A2	Col_Esc1*	1	Max	899.46	20.50	18.91	-24.52	38.94
		1	Min	842.40	11.82	12.44	-36.81	23.95
H3	Col_Ext1**	2	Max	521.50	29.18	16.27	-5.47	58.39
		2	Min	494.69	18.36	1.76	-30.92	39.51
E9	Col_Sal12**	2	Max	694.34	35.81	1.04	3.51	70.66
		2	Min	675.83	24.16	-2.08	-2.42	49.80
F6	Col_Cent3*	1	Max	736.42	-15.76	12.18	-5.15	-31.52
		1	Min	722.72	-25.87	2.34	-23.80	-50.67

Un ejemplo de la clase de diagramas de momentos obtenidos del análisis espectral se puede apreciar en la figura 23, donde el momento mayor se presenta en la columna del piso cuarto, y que posee un momento máximo de -61 kN-m en su parte superior.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

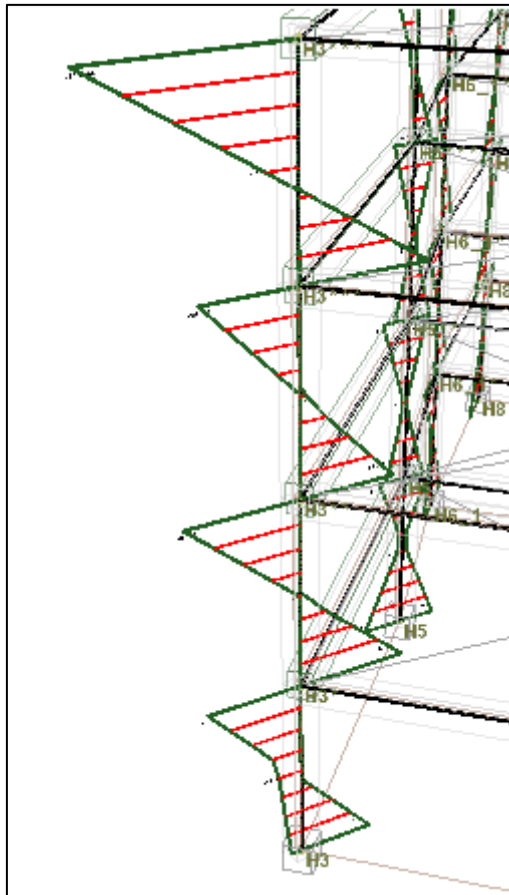


Figura 23 Diagrama de momentos columna H3 en modelo con muros.

3.4 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA SIN INCLUIR MUROS.

3.4.1 Tratamiento del reemplazo de muros.

Dentro del programa los elementos tipo infill se reemplazan con elementos tipo masa distribuida para tener las mismas condiciones en términos de masa total de la estructura que se poseía en el modelo anterior la otra opción era ingresarlas como cargas distribuidas linealmente, sin embargo, esta opción da pie a generar una disminución notable en la masa y en los esfuerzos de los elementos, por lo que se decide usar los elementos tipo masa. El procedimiento de reemplazar los muros fue el analizar el peso por metro lineal que se generaban, esto gracias a las dimensiones obtenidas en las visitas de campo y a la información proveída por el productor, la cual se encuentra en el capítulo 3.2.3 de este trabajo, de igual manera se compararán estos valores con los dados en la tabla 14; estos nuevos elementos tipo masa, serán ubicados en las mismas localizaciones que poseían los

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

muros, esto se hará dejando los dos nodos inferiores de los muros como los límites de estos nuevos elementos.

Tabla 14 Peso por metro de muros

Tipo Muro	Carga [kN/m ²]	Altura muro [m]	Peso [Ton/m]
Mampostería de arcilla pañetada	2.5	2.8	0.97
Mampostería maciza sin pañetar	2.9	3.9	1.13

Finalmente, el modelo queda como se aprecia en la figura 24.

3.4.2 Análisis modos

El análisis se hace similar al del modelo con los muros, en esta ocasión nuevamente se revisarán los diferentes modos de vibración de la estructura, la masa modal que activan y las demás condiciones para realizar el análisis.

Se desarrolla pues el mismo análisis tipo Eigenvalue en el modelo de Seismostruct, con 10 valores Eigen y 50 iteraciones máximas para convergir, con esto se determina lo siguiente:

Tabla 15 Periodos modales y frecuencias obtenidos analíticamente (Modelo sin Muros)

Modo	Frecuencia [Hz]	Periodo [Seg]	Frecuencia angular [Rad/Sec]
1	1.569	0.637	9.861
2	1.685	0.593	10.590
3	2.008	0.498	12.614
4	4.563	0.219	28.668
5	5.028	0.199	31.590
6	5.901	0.169	37.077
7	6.952	0.144	43.681
8	7.893	0.127	49.594
9	8.974	0.111	56.387
10	9.314	0.107	58.522

Se observa el gran cambio de resultados con respecto a los valores de frecuencia y periodos indicados en la tabla 9, lo que da un indicio inicial del gran cambio que se presenta en cuanto a su respuesta dinámica, también se observa que el valor del primero modo fundamental se acerca un poco más al dado por la NSR 10 para pórticos de concreto, de acuerdo con los valores presentados en la tabla 11, se tiene un **periodo aproximado de 0.56 segundos**.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

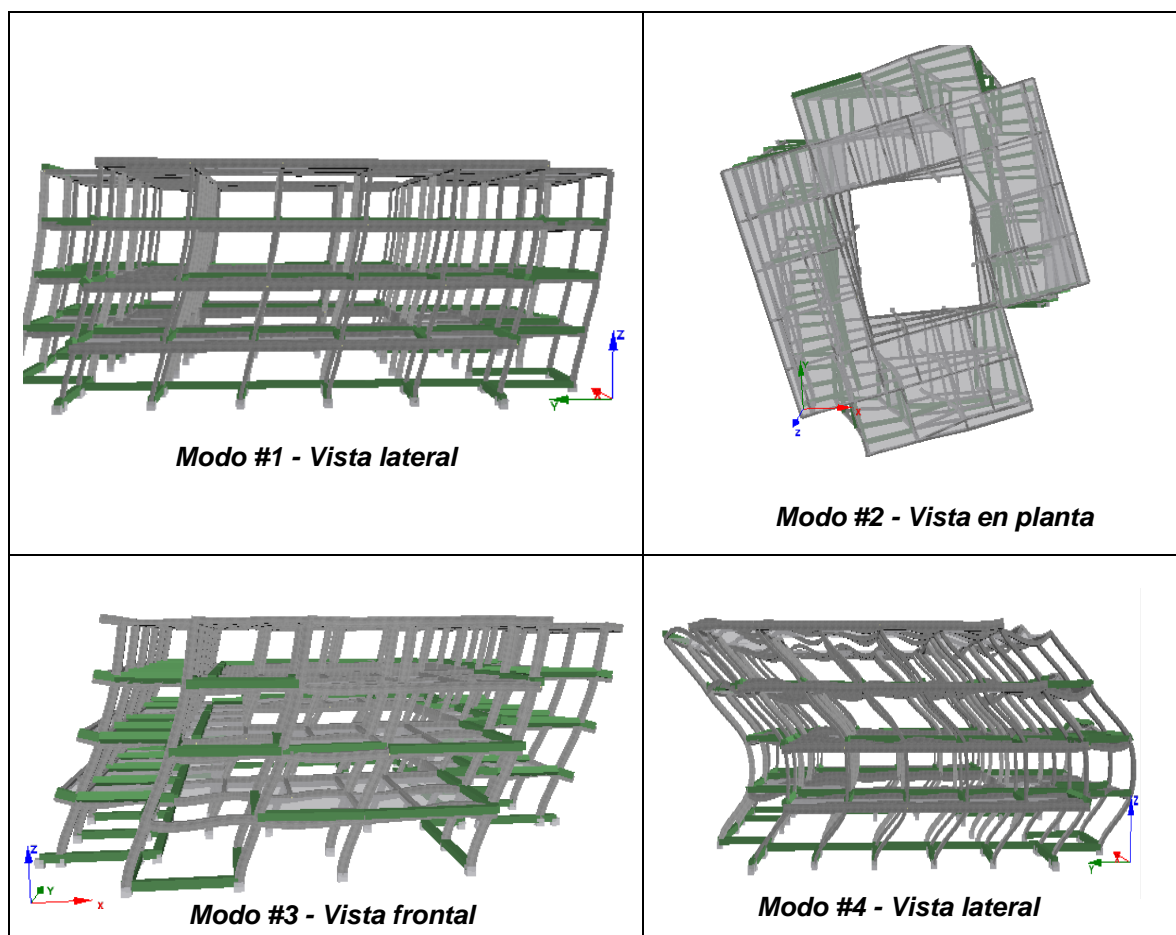


Figura 24 Principales modos de vibración de la estructura con muros

El orden de los modos de vibración sigue siendo el mismo, por lo que se concluye que los muros están de alguna manera repartidos de igual modo en ambos sentidos. A continuación, se presentan los porcentajes de masa modal activados en cada modo de vibración de este nuevo análisis, teniendo una **masa total de 2499 ton.**

Tabla 16 Porcentaje Masa Modal Activada en modelo sin muros

Modo	Periodo (Seg)	Porcentaje masa modal activado					
		Ux (Ind.)	Ux (Acum.)	Uy (Ind.)	Uy (Acum.)	Rz (Ind.)	Rz (Acum.)
1	0.637	0.04%	0.04%	84.28%	84.28%	2.53%	2.53%
2	0.593	0.93%	0.97%	2.26%	86.54%	82.28%	84.81%
3	0.498	83.76%	84.73%	0.00%	86.54%	0.81%	85.62%
4	0.219	0.00%	84.73%	9.38%	95.92%	0.02%	85.64%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5	0.199	0.01%	84.74%	0.02%	95.95%	9.64%	95.28%
6	0.169	9.89%	94.63%	0.00%	95.95%	0.01%	95.30%

Como se puede observar la distribución se asemeja mucho a la del modelo con los muros estructurales, pues en los modos 3 y 6 se activa más del 90% de la masa en dirección X, con los modos 1 y 4 se activa la masa en dirección Y, y con los modos 2 y 5 se activa la mayor cantidad de masa al analizar las rotaciones en Z.

3.4.3 Análisis modal espectral y resultados

Se procede de igual manera, analizando los dos casos de cargas recomendados; se observa que los valores de los periodos medidos para la estructura sin los muros poseerán el mismo valor de aceleración espectral o **PGA de 0.703 g** que tiene el modelo con los muros. El análisis de las fuerzas para las columnas anteriormente mencionado es el siguiente:

Tabla 17 Fuerzas axiales, cortantes y momentos internos en columnas (Análisis sin muros)

Estructura X+0.3Y								
Nodo	Nombre	Piso	Valor	F [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kN-m]	M3 [kN-m]
A2	Col_Esc1*	1	Max	964.49	35.14	23.45	-24.55	66.77
		1	Min	910.43	2.49	12.04	-45.58	9.03
H3	Col_Ext1**	2	Max	449.17	33.80	21.19	-1.30	63.66
		2	Min	424.99	14.04	-3.20	-35.27	36.21
E9	Col_Sal12**	2	Max	689.50	42.69	4.88	4.68	80.17
		2	Min	654.98	16.62	-2.77	-9.87	39.81
F6	Col_Cent3*	1	Max	758.41	-0.55	29.20	25.06	-2.23
		1	Min	708.00	-42.39	-13.17	-56.79	-82.78
Estructura 0.3X+Y								
Nodo	Nombre	Piso	Valor	F [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kN-m]	M3 [kN-m]
A2	Col_Esc1*	1	Max	958.82	29.28	35.05	-3.19	56.49
		1	Min	916.11	8.35	0.44	-66.94	19.31
H3	Col_Ext1**	2	Max	456.77	37.60	26.35	6.27	70.11
		2	Min	417.39	10.24	-8.37	-42.84	29.76
E9	Col_Sal12**	2	Max	679.42	33.63	11.66	17.52	66.20
		2	Min	665.06	25.67	-9.55	-22.71	53.78
F6	Col_Cent3*	1	Max	758.92	-5.05	25.28	16.46	-11.87
		1	Min	707.49	-37.89	-9.25	-48.19	-73.14

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Los resultados de los desplazamientos y derivas de entrepiso se presentan en el capítulo 3.5.2.

3.5 COMPARACIÓN

3.5.1 Diferencias en los modelos

Lo primero es determinar las posibles causas de error de las comparaciones, lo que más pudo haber afectado los resultados de ambos modelos es el eliminar los muros y reemplazarlos por los elementos tipo masa, a continuación, en la tabla 18 se presentan las masas y las diferencias entre ellas para ambos modelos.

Tabla 18 Masas modales activadas en cada modelo

Modo	Modelo con muros		Modelo sin muros	
	Masa activada en X [ton]	Masa activada en Y [ton]	Masa activada en X [ton]	Masa activada en Y [ton]
1	0.629	2051.028	0.951	1837.462
2	55.898	20.006	20.209	49.242
3	1963.464	0.005	1826.084	0.066
4	0.080	197.981	0.026	204.472
5	6.461	1.836	0.145	0.520
6	220.916	0.143	215.643	0.044

Procediendo con esta comparación, se suman los valores de los modos contemplados para el análisis de respuesta espectral para cada modelo, 1 y 4 en Y; 3 y 6 para X; 2 y 5 para Rz.

Tabla 19 Diferencia de masas totales en cada modelo

Masa Total (Con muros) [Ton]	Masa Total (Sin muros) [Ton]	M1-M2 [Ton]	Error [%]
2518.000	2499.000	19	0.76

Se puede apreciar que las diferencias son relativamente pequeñas, representando un cambio de menos del 1% en la masa acumulada que se ve activada en la edificación; siendo ligeramente mayor en el modelo con muros.

3.5.2 Comparación global de desplazamientos

El análisis de los desplazamientos se realizó teniendo en cuenta los nodos en dónde se encontraban ubicadas las columnas, para determinar con mayor agilidad el efecto de los

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

muros en los elementos que se supone son los que aportan rigidez lateral a la edificación, a continuación, en la figura 25 se puede apreciar la comparación realizada entre los desplazamientos en el eje X, cuando se analiza el Caso 1 de carga descrito en el literal 3.3.3 de este trabajo.

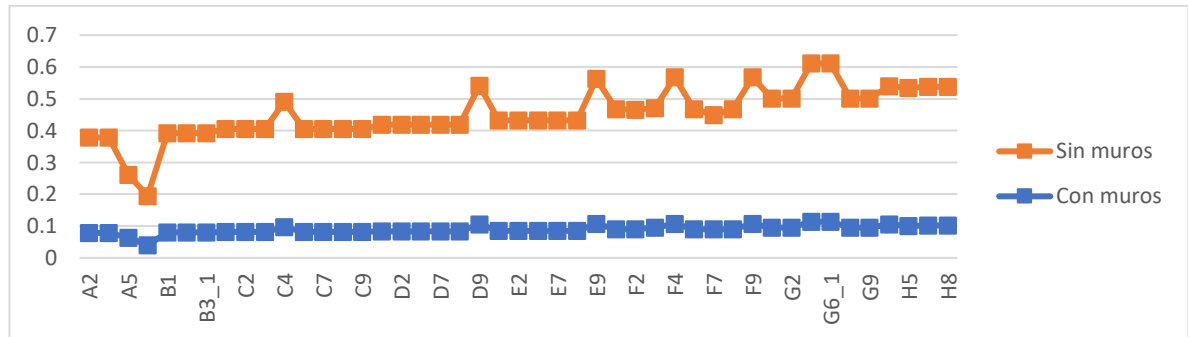


Figura 25 Derivas en dirección X para caso X+0.3Y

Inmediatamente se observa una gran diferencia, las derivas aumentan en promedio **4.09** veces al analizar los diferentes resultados.

Para el caso 1 las derivas de entrepiso obtenidas en el eje Y, se pueden apreciar en la figura 26.

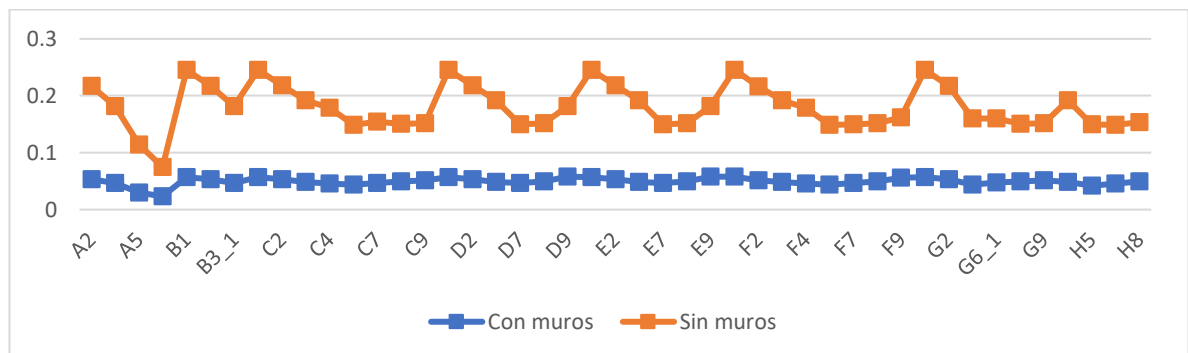


Figura 26 Derivas en dirección Y para caso X+0.3Y

Se puede apreciar que, aunque también se presenta un cambio, este es menor, siendo las derivas del modelo con muros **2.66** veces menores que las del modelo sin muros.

Para el caso de carga 2, la figura 27 presenta las derivas de entrepiso promedio por columna.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

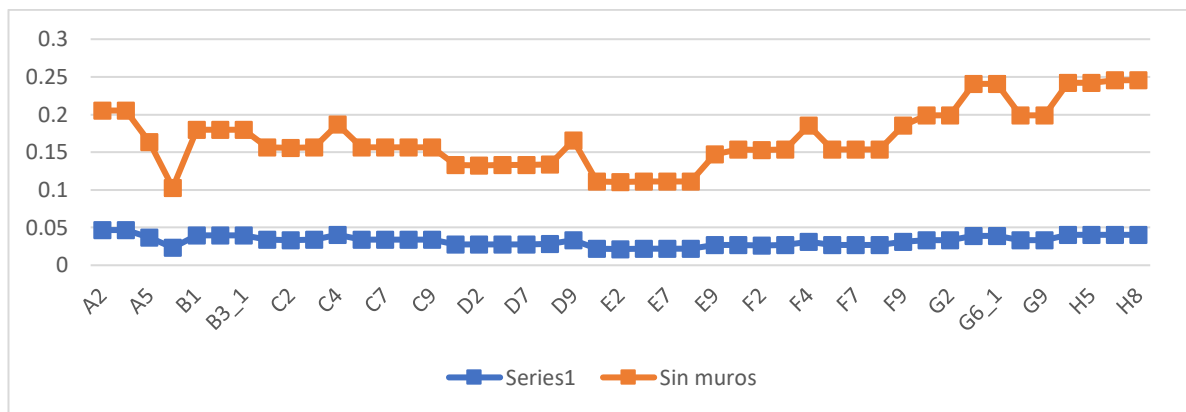


Figura 27 Derivas en dirección X para caso 0.3X+Y

Se puede apreciar que las derivas en este caso son muy similares, causa curiosidad el caso de la columna ubicada en el eje A7, la cual será analizada más adelante, en este caso las diferencias de derivas son del orden de **3.25** veces mayores en el caso del modelo sin muros.

Para la última determinación, se puede observar en la figura 28 la comparación de las derivas obtenidas en el eje Y con la combinación 2.

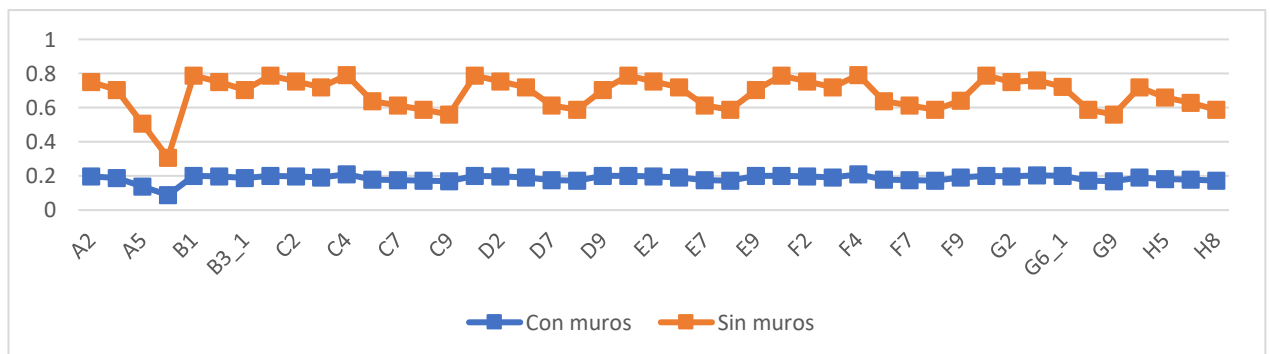


Figura 28 Derivas en dirección Y para caso 0.3X+Y

Se aprecia nuevamente el comportamiento irregular de las columnas ubicadas en los nodos A5 y A7, en este caso la relación entre ambas curvas es de **2.65** veces.

3.5.3 Comparación de fuerzas y esfuerzos internos.

Comparando los esfuerzos generados en las columnas seleccionadas previamente, se realizará una comparación porcentual, tal que:

$$Diferencia = X_{Est}/X_{Muros}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Donde X_{Est} son los valores dados para el modelo sin incluir los muros de mampostería y X_{Muros} los valores dados para el modelo incluyendo los mismos; es decir valores mayores a la unidad (1) y presentados en color rojo de las tablas 20 y 21, indicarán fuerzas mayores en el modelo sin los muros, los resultados que más resaltan presentan incluso un cambio de signo de la fuerza, lo que indicaría un cambio en la dirección de la fuerza de la envolvente; lo contrario indicará fuerzas más elevadas en el modelo con muros. Se proceden a analizar algunos valores que se observan muy elevados y se tiene lo siguiente:

Tabla 20 Diferencias de fuerzas y esfuerzos internos Caso $X+0.3Y$

Nodo	Nombre	Valor	F	V2	V3	M2	M3
A2	Col_Esc1*	Max	1.06	1.83	0.91	2.09	1.81
		Min	1.09	0.19	2.14	0.92	0.35
H3	Col_Ext1**	Max	0.84	1.06	1.10	5.17	1.01
		Min	0.88	0.90	2.53	0.98	1.05
E9	Col_Sal12**	Max	1.00	1.34	1.36	0.56	1.26
		Min	0.96	0.59	0.60	1.36	0.70
F6	Col_Cent3*	Max	1.03	0.04	2.41	-4.34	0.07
		Min	0.98	1.63	-5.50	2.45	1.64

Tabla 21 Diferencias de fuerzas y esfuerzos internos Caso $0.3X+Y$

Nodo	Nombre	Valor	F	V2	V3	M2	M3
A2	Col_Esc1*	Max	1.07	1.43	1.85	0.13	1.45
		Min	1.09	0.71	0.04	1.82	0.81
H3	Col_Ext1**	Max	0.88	1.29	1.62	-1.15	1.20
		Min	0.84	0.56	-4.75	1.39	0.75
E9	Col_Sal12**	Max	0.98	0.94	11.20	5.00	0.94
		Min	0.98	1.06	4.59	9.39	1.08
F6	Col_Cent3*	Max	1.03	0.32	2.08	-3.20	0.38
		Min	0.98	1.46	-3.95	2.03	1.44

Se puede observar que efectivamente las cargas axiales no varían en una gran manera, por lo que la suposición realizada de que los muros no cargan las cargas gravitacionales que son las que principalmente generan estas fuerzas.

En cuanto a los cortantes se observa un aumento considerable en el modelo sin los muros estructurales, esto puede ser generado por la restricción que presentan los muros ante los movimientos laterales debido a su rigidez, llegando inclusive a cambiar la dirección de las fuerzas en algunos casos; para las columnas centrales, los momentos se ven amplificados en el amplificados en el modelo con los muros.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Para las columnas exteriores se presenta un comportamiento variado de las fuerzas, en donde se puede observar una disminución considerable en los momentos del modelo con los muros, pero que sin embargo sin un estudio más riguroso de los elementos, no se puede generalizar una tendencia del comportamiento de estas fuerzas, por lo que se determina que con este modelo no se lograron hallar con exactitud las contribuciones generales que hacen los muros ante la resistencia de cargas impuestas a la estructura para los elementos estructurales como tal.

3.5.4 Comparación de rigideces

Conociendo que la carga de sismo, o cortante basal (V_s) se puede determinar, en términos del coeficiente de aceleración como factor de a gravedad y de la masa, tal que:

$$V_s = S_a * g * m$$

Se harán las correcciones características, para poder encontrar las diferencias de rigideces conociendo los desplazamientos, para esto se tiene, siguiendo la Ley de Hooke, donde:

$$F = K * \Delta x$$

Finalmente se analizan las diferencias obtenidas en el literal 3.5.2. y las diferencias de masas de 3.5.1. al considerar las diferencias de los desplazamientos y la relación que tienen esos ante las fuerzas, se tiene pues en los dos casos tratados, que las fuerza se aplican de manera paralela a los planos indicados, bien sea X o Y; por lo que se pretende es realizar una suma de estos vectores de fuerzas para al usar las fórmulas del cortante y la ley de Hooke se tenga en cierto grado el conocimiento de las rigideces de la edificación, a continuación se recuerdan los casos mencionados en el literal 3.3.3, se tiene pues que:

$$\text{Caso 1: } G + Q \pm EX \pm 0.3EY$$

$$\text{Caso 2: } G + Q \pm 0.3EX \pm EY$$

De igual manera en la tabla 22 se resumen la comparación realizada de las derivas en cada dirección, esta información se basa en la relación que existía entre las derivas presentadas por el modelo con los muros no estructurales y el modelo sin los muros. Se debe notar que en este caso se tomarán en cuenta las diferencias de masas de los modelos que se presentan en la tabla 18 al reducir las masas que se usarán para encontrar la cortante basal, puesto que el factor de aceleración S_a es el mismo en todos los casos.

Tabla 22 Diferencia de derivas presentadas en las dos combinaciones de carga

Casos	X	Y
1	4.09	2.66
2	3.25	2.65

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Se tiene entonces que, analizando lo expuesto anteriormente en este trabajo, y con las diferencias tenidas en cuenta en las tablas 18 y 22, las rigideces se pueden apreciar en la tabla 23.

Tabla 23 Diferencia de rigideces entre los dos modelos

Casos	X	Y
1	4.06	2.66
2	3.22	2.64

Por lo que se puede apreciar, las rigideces son muy equiparables a la comparación que se realizó por las derivas, esto es debido a la similitud de condiciones que se presentaron en ambos modales, pues ambos trabajaron con el mismo factor S_a , con el mismo valor de gravedad y con masas muy cercanas, por lo que se considera casi que las fuerzas horizontales son las mismas.

3.5.5 Casos específicos

Uno de los casos que llama la atención es el comportamiento de la columna A7 denominada Col_Ext8 en el modelo, es por esto por lo que se analizarán las derivas de entrepiso en cada piso obtenidas del modelo sin muros para un mejor entendimiento de esta. Iniciando se poseen los desplazamientos específicos de cada piso del nodo A7.

Tabla 24 Desplazamientos nodo A7

Piso	X+0.3Y		0.3X+Y	
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
1	0.00130	0.00064	0.00075	0.00228
2	0.00292	0.00124	0.00168	0.00471
3	0.00391	0.00153	0.00218	0.00623
Cubierta	0.00447	0.00152	0.00243	0.00682

A continuación, teniendo en cuenta que la altura de cada piso se da con respecto al nivel de suelo, por lo que se hacen los respectivos ajustes para tener la verdadera deriva de entrepiso.

Tabla 25 Derivas de entrepiso Nodo A7

Piso	Caso 1		Caso 2	
	X [%]	Y [%]	X [%]	Y [%]
1	0.333	0.164	0.193	0.583
2	0.374	0.158	0.215	0.604

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3	0.334	0.130	0.186	0.532
Cubierta	0.287	0.097	0.156	0.437

No se observan valores anormales que puedan afectar el comportamiento, por lo que se determina que el comportamiento de la columna ubicada en este nodo es el mismo en cada una de sus secciones (o pisos). Lo último sería analizar de manera más específica la relación que existe entre la posición de la columna con respecto a la planta estructural, pues se encuentra en una esquina.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

4. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

○ Conclusiones

Se concluye finalmente, que como se supuso al inicio de este trabajo, y bajo el análisis de los diferentes investigadores mencionados, los muros de mampostería considerados no estructurales sí tienen un impacto importante en la respuesta sísmica de la edificación; se calculan diferencias principalmente en que los desplazamientos presentados en el modelo que no incluía los muros se amplifican de 2 hasta más de 4 veces los desplazamientos generados en el modelo con los muros.

Se aprecia que el modelo que incluye los muros estructurales, la estructura aumenta en gran medida su rigidez global, casi 4 veces ante cargas horizontales en cualquiera de los casos sobre el eje X, esto podría deberse a la configuración en planta y a la distribución de las columnas, las cuales se supone son aquellas que proporcionan la rigidez en el plano horizontal, por lo que se sugiere realizar un análisis más detallado de la resistencia de estas ante un evento sísmico que se presente en este plano.

En cuanto a los esfuerzos y fuerzas internas, se logra ver una disminución principalmente en los cortantes al analizar el modelo con los muros no estructurales, puede deberse a la gran reducción de los desplazamientos generados por la inclusión de rigidez de los muros, aunque finalmente no se logra ver una tendencia general del comportamiento de momentos que permita generar una conclusión definitiva; se concluye de igual manera que es confiable el realizar la suposición de que los elementos tipo infill no reciben cargas gravitacionales, debido al proceso constructivo, en el cual estos elementos se colocan cuando los elementos verticales del pórtico ya se encuentran cargados; esto se podría explicar al analizar que dentro del modelo los muros son considerados como puntales que no logran recibir cargas por gravedad.

Se observa el buen acercamiento que se tuvo entre las frecuencias determinadas por mediciones de vibraciones ambientales, el modelo analítico que incluye los muros y el periodo aproximado de la NSR-10, inclusive se ve la cercana relación entre el periodo que determina la norma para edificaciones aporticadas de concreto reforzado y el modelo sin los muros; lo que indicaría la buena aproximación que se tiene para desarrollar diseños rápidamente con o sin muros.

Para el caso específico de la columna ubicada en el nodo A7, dónde se observó el poco desplazamiento que tienen con respecto a las demás columnas, no se evidencia en este modelo una explicación final.

○ Sugerencias para proyectos futuros

Se debe reconocer que este trabajo apenas constituye un primer acercamiento a las condiciones dinámicas de la edificación, lo que permite el conocer un poco la edificación, para posteriormente realizar un análisis más detallado mediante análisis no lineales, con

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

los cuales conocer con más certeza el comportamiento de la estructura ante sismos determinados; aún queda mucho para terminar de caracterizar la estructura dentro de su caracterización dinámica, se recomienda realizar ensayos que permitan conocer el comportamiento dentro de los estados plásticos de los diferentes elementos, y considerar realizar mediciones y pruebas que permitan un conocimiento más exacto de las propiedades de los materiales in situ.

En el modelo que incluían los muros se realizaron ciertas hipótesis para un desarrollo más sencillo, las cuales van desde el no incluir los cambios de geometría y por ende de rigidez de los muros ante la presencia de puertas y ventanas, y también el incluir elementos tipo columna que amarraban los muros en donde se conectaban entre sí, por lo que en proyectos futuros se podría jugar con la interacción que se desarrolla entre los muros cuando no existen estos elementos, por ejemplo, en las esquinas de los muros, o en el caso de los muros del corredor que no se encuentran en el eje de las columnas. Se debe analizar casos de columnas cortas en muros que presentan grandes ventanales y el caso de efecto de piso suave en el primer piso; también el analizar el efecto que tienen las columnas en distintas ubicaciones en planta, es decir, ubicar diversas columnas como se hizo en este proyecto y analizar a fondo la interacción del muro y la columna.

Finalmente, se aconseja desarrollar un modelo que tenga en cuenta los cambios de rigidez de los elementos al llegar a su estado plástico, el ver cómo se comportan los elementos bajo una carga cíclica de un sismo concreto, y revisar los cambios de los esfuerzos internos más exhaustivamente bajo un análisis no lineal.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

REFERENCIAS

- AIS. (2010). *Norma Sismo Resistente 2010*. (Asociación de Ingeniería Sísmica, Ed.). Bogotá D.C.: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Arcasa. (2018). *Productos*. Pereira. Recuperado de <https://arcasa.com.co/#productos>
- Basha, S. H., & Kaushik, H. B. (2016). Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading. *Engineering Structures*, 111, 233–245. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.034>
- Blandón U., C. A. (2005). *Implementation of an L for Seismic Design and Assessment of RC Buildings*. EUROPEAN SCHOOL OF ADVANCED STUDIES IN REDUCTION OF SEISMIC RISK.
- Bolea, O. (2016). The Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Frame Structures with Infill Masonry in the Bucharest Area. *Energy Procedia*, 85 (noviembre 2015), 60–76. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2015.12.275>
- Chavez, N., Almasy Steve, Sanchez, R., & Simon, D. (2017). Earthquake in Central Mexico kills scores, topples buildings - CNN. Recuperado en febrero 8, 2018, from <http://edition.cnn.com/2017/09/19/americas/mexico-earthquake/index.html>
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures - A general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*.
- Degenkolb. (2017). Degenblog: Day 1: Multiple Sites to Visit and Assess. Recuperado en febrero 12, 2018, de http://degenkolb.com/index.php/blog/day_one_multiple_sites_to_visit_and_assess
- El País. (2014). Armenia, 15 años sanando las heridas del terremoto. Recuperado de <http://www.elpais.com.co/elpais/especiales/aniversario-15-terremoto-armenia/armenia-terremoto-15-aniversario-1999.html>
- Grupo SITE. (2015). Monitoreo de vibración ambiental del edificio de posgrados EIA. Envigado, Colombia: Universidad EIA.
- Guidi, G., Verlato, N., Da Porto, F., & Dalla Benetta, M. (2013). Combined In-Plane / Out-of-Plane Experimental Behaviour of Reinforced and Strengthened Infill Masonry Walls. Vancouver. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/274039120_Combined_In-PlaneOut-of-Plane_Experimental_Behaviour_of_Reinforced_and_Strengthened_Infill_Masonry_Walls
- Loaiza, J. F. (2016). Amenaza sísmica se suma a deficiencias de construcciones en

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Antioquia. Recuperado de <http://www.elcolombiano.com/antioquia/construcciones-en-antioquia-ante-amenaza-por-sismos-BE4017245>

Muñoz M, H. A. (2001). EVALUACIÓN DE PATOLOGÍAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO. In Asocreto (Ed.), *SEMINARIO EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DE LAS ESTRUCTURAS EN CONCRETO*. Bogotá. Recuperado de http://institutoconstruir.org/centrocivil/concreto/armado/Evaluacion_patologias_estructuras.pdf

Rave, J. F. (2017). Clase de Diseño Sismorresistente. Envigado, Colombia: Universidad EIA.

Rochel Awad, R. (2008). *Análisis y diseño Sísmico de edificios* (3rd ed.). Medellín: Fondo editorial Universidad EAFIT.

Seismosoft. (2013). SeismoStruct v6.5 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Recuperado de <http://www.seismosoft.com>

Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crisafulli, F. (2011). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(5), 1519–1534. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9262-6>

Strukts. (2012). Schmidt Hammer. Recuperado en Marzo 15, 2018, de https://www.strukts.com/2012/09/schmidt-hammer_9.html

Yamin, L., Garcia, L., Galeano, J., & Reyes, G. (1993). Estudio del comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada y recomendaciones para el diseño. In *Primer Simposio Panamericano Sobre Construcciones en mampostería estructural en zonas sísmicas*. (p. 644). Santa Fe de Bogotá: Sociedad Colombiana De Ingenieros.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ANEXO 1

Ficha técnica ladrillo caravista estructural (Tomado de <https://arcasa.com.co/#ficha-tecnica-35>)

Clasificación. Según NTC 4205	Tipo PV	Unidad de Mamposteria de perforación vertical TIPO 1	
TOLERANCIA DIMENSIONAL			
PROMEDIO	Largo	Ancho	Alto
Dimensiones	24 cms	12 cms	6 cms
Tolerancia	3 mm	3 mm	2 mm
RECORRIDO	Largo	Ancho	Alto
Dimensiones	24 cms	12 cms	6 cms
Tolerancia	9 mm	3 mm	2 mm
Paredes		22 mm	
Tabiques		20 mm	
COLOR		Terracota	
TEXTURA		Liso por las cuatro caras	
PESO/UND		2,0 Kgs	
RENDIMIENTO. Dilatación 1 cm		57 Unds/m2	
USOS		Mamposteria Estructural Muros Divisorios Mamposteria Confinada Muros a la Vista	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN		35 mpa	
ABSORCIÓN EN AGUA		13%	
NORMAS APLICADAS		NRS 10 - NTC 4205	

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.